

CALIFICACIÓN DE UNA CONEXIÓN PRM TUBULAR COMPUESTA

ANGIE ESTEFANIA BUSTAMANTE VALENCIA

Trabajo de grado para optar al título de ingeniera civil

Luis Garza Vásquez

Maestro en Ingeniería



**UNIVERSIDAD EIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2016**

DEDICADO:

A Dios, quien me brinda las herramientas necesarias para crecer como persona y como profesional.

A mis padres Martha y Otoniel, quienes a lo largo de mi vida me han apoyado, me han brindado lo mejor de sí y con esfuerzo me han regalo su mejor herencia: la educación.

AGRADECIMIENTOS

- Al ingeniero Luis Garza Vásquez, quien me brindó su acompañamiento y orientación durante este proceso.
- A la empresa Industrias del Hierro S.A, que realizó la fabricación del espécimen de prueba y al Ingeniero Juan Carlos Posada por su disposición y ayuda en las labores de montaje del mismo.
- A la empresa Doblamos S.A y en especial a su Director de la Unidad de Estructuras Metálicas Hernán Darío Posada por su interés y comprensión.
- Al Instituto Colombiano de Construcción en Acero (ICCA) por apoyar financieramente este proyecto de investigación.
- A mi novio Daniel Alejandro Chavarría, por su paciencia, acompañamiento constante y apoyo incondicional.
- A mi mejor amiga Diana Palacio, su fe en mí y sus palabras de aliento fueron una de las mejores motivaciones para no desistir y llevar a buen término este trabajo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

CONTENIDO

	pág.
1. PRELIMINARES	16
1.1 Planteamiento del problema	16
1.2 Objetivos del proyecto	17
1.2.1 Objetivo General.....	17
1.2.2 Objetivos Específicos	17
1.3 Marco de referencia.....	18
1.3.1 Reseña histórica.....	18
1.3.2 Antecedentes	19
1.3.3 El acero como material estructural.....	28
1.3.4 Pórtico resistente a momento (PRM)	29
1.3.5 Conexiones	30
1.3.6 Consideraciones teóricas acerca de los estados límites en conexiones	30
1.3.7 Requisitos técnicos para la calificación de conexiones	35
1.3.8 Marco de carga (EIA).....	36
1.3.9 Criterio de aceptación para la calificación de una conexión	37
2. METODOLOGÍA.....	38
2.1 Fase 1: revisión del estado del arte	38
2.2 Fase 2: diseño de la conexión	38
2.2.1 Definición de solicitaciones de carga	38
2.2.2 Determinación de espesores y dimensiones de elementos	38
2.2.3 Revisión técnica de fenómenos	39

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.3	Fase 3: modelo experimental.....	39
3.	PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	40
3.1	Generalidades	40
3.2	Materiales.....	42
3.2.1	Concreto.....	42
3.2.2	Acero.....	42
3.3	cargas	42
3.3.1	Muertas (D)	42
3.3.2	Vivas (L)	43
3.3.3	Sísmicas (E)	43
3.4	sISTEMA ESTRuctural principal	44
3.4.1	Coeficiente de disipación de energía:	45
3.4.2	Verificación de derivas.....	45
3.4.3	Diseño de detalle de elementos.....	46
3.4.4	Planos de proyecto.....	72
3.5	ensayo cíclico experimental.....	74
3.5.1	Montaje del ensayo	74
3.5.2	Historia de carga	84
3.5.3	Instrumentación y equipos.....	86
3.5.4	Montaje de la conexión.....	87
3.5.5	Análisis y resultados del ensayo experimental.....	88
3.6	Reporte de calificación	97
4.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	105

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

REFERENCIAS	107
ANEXO 1	109
ANEXO 2	120
.....	121

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Perfiles de conexiones a ensayar, para vigas en I conectadas al eje débil de la columna.....	23
Tabla 2. Resistencia nominal al desgarramiento y aplastamiento	32
Tabla 3. Cargas vivas mínimas. Fuente: (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica , 2010)	43
Tabla 4. Derivas de edificio.....	46
Tabla 5. Resultados diseño de viga	48
Tabla 6. Resultados diseño de columna	49
Tabla 7. Diseño a carga axial en Columna.....	51
Tabla 8. Límite de relación ancho - espesor para elementos en I sometidos a compresión. Tomado de: (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica , 2010)	52
Tabla 9. Límite de relación ancho - espesor para elementos compuestos sometidos a compresión. Tomado de: (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica, 2010)	53
Tabla 10. Requisito: columna compuesta fuerte - viga débil	55
Tabla 11. Resistencia de la zona de panel.....	58
Tabla 12. Momento plástico (Mp) de la viga.....	59
Tabla 13. Datos generales - Placa de extremo	59
Tabla 14. Parámetros para las dimensiones de la placa de extremo. Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005).....	61
Tabla 15. Resumen y dimensiones generales de Endplate 8ES. Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005).....	62
Tabla 16. Definición de Mf y dimensiones generales del Endplate.....	63
Tabla 17. Resistencia nominal para pernos. Tomado de: (Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).	64

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 18. Definición del diámetro de pernos y espesores de la placa de extremo	66
Tabla 19. Definición geométrica del rigidizador.....	67
Tabla 20. Revisión de estados límites de placa de extremo.....	70
Tabla 21. Revisión de pandeo por flexión de la placa de continuidad	71
Tabla 22. Revisión a carga axial de la placa de continuidad	71
Tabla 23. Datos para elementos de apoyo laterales	76
Tabla 24. Flexión local de aleta, fluencia local y arrugamiento del alma para apoyos laterales	77
Tabla 25. Pandeo lateral del alma y pandeo del alma en compresión para apoyos laterales	77
Tabla 26. Datos para análisis de rigidizadores de apoyos	78
Tabla 27. Revisión estados límites de rigidizadores de apoyos	79
Tabla 28. Placas de conexión de apoyos laterales (media luna)	80
Tabla 29. Placas de extremo para apoyos laterales	81
Tabla 30. Dosificación de concreto	82
Tabla 31. Historia de carga.....	85
Tabla 32. Datos del actuador de carga	86

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Ilustración 1. Falla frágil en conexión perteneciente a un PRM después del sismo Northridge en USA. Fuente: (Crisafulli).	19
Ilustración 2. Gráfica de histéresis para la conexión tubo – viga reforzada. Fuente: (Pabón Gonzáles & Posada Giraldo, 2004).....	20
Ilustración 3. Conexión soldada a momento viga - columna en I. Fuente: (Perdomo, 2005)	21
Ilustración 4. Resultados del ensayo experimental para conexión soldada a momento viga – columna con cubreplacas. Fuente: (Perdomo, 2005)	21
Ilustración 5. Rigidez de la conexión soldada a momento viga – columna con cubreplacas. Fuente: (Perdomo, 2005).....	22
Ilustración 6. Curva de histéresis (momento vs rotación) para conexión soldada a momento viga – columna con cubreplacas. Fuente: (Perdomo, 2005)	22
Ilustración 7. Espécimen de prueba soldado para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga soldada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015).....	24
Ilustración 8. Espécimen de prueba pernado para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga pernada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)	24
Ilustración 9. Deformaciones inelásticas para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga soldada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)	25
Ilustración 10. Deformaciones inelásticas para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga pernada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015).....	25
Ilustración 11. Curvas de histéresis para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga pernada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015).....	26
Ilustración 12. Curvas de histéresis para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga soldada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)	26
Ilustración 13. Conexión entre columna tubular rellena de concreto y viga en I, similar a la estudiada en este trabajo. Fuente: (Li, Wu, & Xiao, 2009).	27

Ilustración 14. Resultados obtenidos para conexión entre columna tubular rellena de concreto y viga en I, similar a la estudiada en este trabajo. Fuente: (Li, Wu, & Xiao, 2009).	28
Ilustración 15. Componentes estructurales de un PRM. Fuente: (Crisafulli).....	29
Ilustración 16. Tensión. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015).....	31
Ilustración 17. Tensión - Rotura. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015)	31
Ilustración 18. Aplastamiento y desgarramiento. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015).....	32
Ilustración 19. Resistencia al corte. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015).....	33
Ilustración 20. Bloque de cortante. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015).....	33
Ilustración 21. Sección Whitmore. Fuente: (Restrepo, 2015)	34
Ilustración 22. Ángulo de deriva.....	40
Ilustración 23. Geometría general del edificio en estudio.....	41
Ilustración 24. Vistas del edificio en estudio.....	41
Ilustración 25. Espectro elástico de aceleraciones.....	44
Ilustración 26. Zona de panel.....	56
Ilustración 27. Geometría general de la placa de extremo. Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005).....	61
Ilustración 28. Geometría general Endplate 8ES (vista lateral). Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005).....	62
Ilustración 29. Fórmula para cálculo de Y_p cuando $d_e > S$ (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)	65
Ilustración 30. Fórmula para cálculo de Y_p cuando $d_e < S$ (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005).....	65
Ilustración 31. Ubicación de la rótula plástica. Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)	72
Ilustración 32. Vista lateral zona de panel de la conexión	73
Ilustración 33. Vista superior de la conexión	73

Ilustración 34. Vista 3D de la conexión	74
Ilustración 35. Fuerzas de diseño para apoyos	75
Ilustración 36. Apoyos laterales para el anclaje de la conexión.....	75
Ilustración 37. Rigidizadores de apoyo lateral.....	79
Ilustración 38. Fabricación de la conexión	82
Ilustración 39. Mezcla de concreto en obra.....	83
Ilustración 40. Asentamiento de concreto	83
Ilustración 41. Ensayo a compresión de cilindros.....	83
Ilustración 42. Resistencia obtenida para el cilindro 1 a los 7 y 14 días	84
Ilustración 43. Resistencia obtenida para el cilindro 2 a los 7 días y 14 días	84
Ilustración 44. Historia de carga.....	85
Ilustración 45. Localización de los sensores y ubicación de apoyos	86
Ilustración 46. Montaje del espécimen y actuador dinámico	87
Ilustración 47. Cálculo de desplazamiento de apoyos.....	89
Ilustración 48. Pandeo local de las aletas	91
Ilustración 49. Evidencia desprendimiento de pintura	91
Ilustración 50. Ubicación rótula plástica	93
Ilustración 51. Problema de apriete de pernos presentado durante el ensayo experimental	94

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Gráfica 1. Curva de histéresis inicial $M - \theta$ (sin correcciones)	88
Gráfica 2. Curva de histéresis (Fuerza – Desplazamiento)	90
Gráfica 3. Curva de histéresis (Momento – Rotación)	92
Gráfica 4. Rigidez de la conexión (rotación de columna vs rotación de viga)	95
Gráfica 5. Rigidez zona de panel	95
Gráfica 6. Deformación por cortante en la zona de panel	96

RESUMEN

CON ESTE TRABAJO DE GRADO SE DESEA CALIFICAR UNA CONEXIÓN ENTRE UNA COLUMNA TUBULAR METÁLICA RELLENA DE CONCRETO Y UNA VIGA EN PERFIL LAMINADO EN I. ESTO SE JUSTIFICA DEBIDO A LA CRECIENTE EXPANSIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN EN ESTRUCTURAS DE ACERO EN COLOMBIA Y LA NECESIDAD DE MEJORAR LA PRÁCTICA DE CONEXIONES DE LOS SISTEMAS MIXTOS, TANTO EN ASPECTOS DE DISEÑO COMO DE CONSTRUCCIÓN.

LA CONEXIÓN FUE DISEÑADA TENIENDO EN CUENTA LA NORMATIVIDAD COLOMBIANA Y FUE SOMETIDA A ENSAYOS EXPERIMENTALES EN LA UNIVERSIDAD EIA, CALIFICANDO PARA SU USO EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL (PRM-DES), EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA Y ALTA.

Palabras clave: Rótula plástica, Ángulo de deriva de entrepiso, Pórticos resistentes a momento con disipación de energía especial (PRM-DES), Placa de extremo, Momento plástico.

ABSTRACT

THE IDEA OF THIS WORK IS TO QUALIFY A CONNECTION BETWEEN A METALLIC TUBULAR COLUMN FILLED WITH CONCRETE AND A BEAM I-SHAPE IN A LAMINATED PROFILE. THIS IS JUSTIFIED DUE TO THE INCREASING EXPANSION OF CONSTRUCTION IN STEEL STRUCTURES IN COLOMBIA AND THE NEED TO IMPROVE THE PRACTICE OF CONNECTIONS OF THE MIXED SYSTEMS, BOTH IN DESIGN AND CONSTRUCTION ASPECTS.

THE CONNECTION WAS DESIGNED TAKING INTO ACCOUNT THE COLOMBIAN CODE AND WAS SUBJECTED TO EXPERIMENTAL TESTS AT THE EIA UNIVERSITY, QUALIFYING FOR USE IN MOMENT RESIST FRAMSE WITH SPECIAL ENERGY DISSIPATION (PRM-DES), IN INTERMEDIATE AND HIGH SEISMIC ZONES.

Keywords: Plastic hinge, Inter-story drift angle, Moment resistant gantries with special energy dissipation (PRM-DES), End plate, Plastic mo

INTRODUCCIÓN

A partir de lo sucedido en los sismos de Northridge en Estados Unidos y Kobe en Japón en los años 1994 y 1995 respectivamente, se empezó a estudiar el comportamiento de los elementos pertenecientes al sistema de resistencia sísmico de las estructuras de acero y a estandarizar los parámetros de diseño de las conexiones. Se hace necesario entonces la calificación de conexiones mediante ensayos experimentales, que garanticen su buen comportamiento ante eventos sísmicos. De aquí la importancia de que cada país desarrolle y adopte su propia reglamentación para el diseño y la calificación de conexiones, basada en sus propias necesidades.

Para calificar una conexión perteneciente a un pórtico resistente a momento con capacidad de disipación de energía especial, se debe garantizar que este esta es capaz de soportar ángulos de deriva de entrepiso mayores al 4% (0.04 rad) y que, para dicha condición, la resistencia a la flexión presentada en la cara de la columna supera el 80% del momento plástico de la viga.

1. PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La demanda de la construcción de estructuras metálicas en el país ha aumentado considerablemente, esto se ve reflejado en el crecimiento (115% en el 2014) de las importaciones de materia prima para dicha actividad (Metalikos, 2015).

Las conexiones son consideradas como la parte más delicada de una estructura metálica puesto que son responsables del comportamiento estructural, son las encargadas de la transmisión de fuerzas entre elementos (Valencia Restrepo & Puerta Ortega, 2001). Esto se evidenció en los episodios sísmicos que se presentaron en Estados Unidos (Northridge) y Japón (Kobe) en los años 1994 y 1995 respectivamente, en los cuales, se estableció que las conexiones fueron sometidas a esfuerzos y deformaciones que no fueron contempladas en la etapa de diseño, es decir, su comportamiento no fue el esperado (Posada & Pabón González, 2004).

Este fenómeno ha incentivado a la academia a realizar investigaciones sobre nuevas formas de diseño de conexiones que cumplan con el grado de ductilidad requerido, que no presenten fallas frágiles al someterse a cargas dinámicas y que las reparaciones posteriores a este tipo de eventos no se conviertan en un impedimento para la reconstrucción o recuperación de la estructura por los elevados costos, como sucedió en los acontecimientos descritos anteriormente (Vallejo, 2008).

Ante la falta de regulación tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras de acero hasta ese momento, se hizo necesario realizar una recopilación de ensayos e investigaciones desarrolladas alrededor del mundo, además de un guía donde se establecieron los criterios de diseño de conexiones (FEMA 350), elaborada por la organización *SAC Joint Venture* y respaldada por el *American Institute of Steel Construction (AISC)*. Sin embargo, este código se adapta a conformidad a los sistemas constructivos y la normatividad de Estados Unidos y a los elementos que se utilizan en dicho país, vigas y columnas de perfil laminado en sección I, más no a los utilizados en Colombia, como tubería estructural (PTE), IPE, ángulos y perfiles en lámina delgada. Tampoco se profundiza en el uso o aplicación de sistemas estructurales compuestos (hormigón - acero) para dar soluciones ingenieriles más eficientes y seguras (Garza Vasquéz, 2015).

En Colombia, debido al desconocimiento que existe de las estructuras compuestas, estos nuevos sistemas constructivos son poco utilizados (López, 2015), a pesar de las múltiples ventajas que éstos pueden ofrecer a nivel de elemento o de estructura. La principal ventaja de los sistemas compuestos es que, desde que sean bien diseñados, exhiben las mejores características de sus constituyentes y trabajan en conjunto (Jones, 1999).

Adicionalmente las construcciones pueden ser más livianas, se pueden presentar reducciones hasta del 40% del peso sin verse comprometida la resistencia (Garza Vasquéz, 2015), esto también representa una disminución en las cargas actuantes sobre la

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

cimentación, los procesos son industrializados y brindan una mayor precisión en cuanto a fabricación de los elementos estructurales, se permiten concepciones arquitectónicas más innovadoras, dando lugar a estructuras con mayores luces, geometrías complejas e irregulares, y se logran menores incertidumbres en cuanto a la calidad y resistencia de los materiales usados, entre otros (Restrepo, 2015). A esto se le adicionan las ventajas que ofrece el concreto como rigidez, economía, durabilidad y resistencia a la corrosión y al fuego, conformando un sistema compuesto donde se presenta una sinergia de propiedades (León & Perea, 2012).

En la normatividad colombiana (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo – Resistente), específicamente en el título F, sección 3.11 se encuentran definidas los requisitos para la calificación de conexiones entre vigas y columna metálicas, los cuales consisten en proporcionar evidencia experimental de que la conexión viga-columna cumple con los requisitos de resistencia y deriva de piso.

En este trabajo de grado se pretende calificar, espécimen de prueba, una conexión resistente a momento entre una columna en perfil tubular redondo rellena de concreto y vigas en perfil laminado de sección en I, que se ajuste a los sistemas constructivos nacionales y al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Calificar una conexión para un pórtico resistente a momento entre una columna en tubería estructural redonda ASTM A53 Gr B con $F_y = 322$ MPa rellena de concreto y una viga laminada de sección en “I” ASTM A572 Grado 50 con $F_y = 345$ MPa, sometida a cargas dinámicas y que cumpla con los requerimientos especificados en la normatividad colombiana, mediante la construcción de un espécimen de prueba.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Diseñar una conexión entre una columna en tubería estructural redonda rellena de concreto y una viga laminada de sección en “I” que se ajuste a lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR – 10).
- Realizar un ensayo experimental de la conexión antes descrita, sometiéndola a cargas dinámicas en el Laboratorio de Mecánica Estructural ubicado en la Universidad EIA, sede Las Palmas.
- Comparar los resultados obtenidos mediante el diseño estructural y los resultados experimentales.
- Validar la conexión para el cumplimiento de la NSR-10 como PRM-DES.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.3 MARCO DE REFERENCIA

1.3.1 Reseña histórica

La necesidad de evolucionar y dejar atrás elementos estructurales complejos y costosos, como armaduras a partir de cartelas, hizo que, durante el siglo XIX uno de los materiales más utilizados en la construcción, el hierro, tanto fundido como forjado, fuera reemplazado por el acero laminado en caliente. A partir de ese momento, la construcción en acero tomó fuerza, pero aún no se tenía clara la forma de conectar los elementos viga – columna, hasta que en 1928 la AISC desarrolló una primera especificación donde el tipo de conexión consistía en ángulos y remaches, la cual fue utilizada por otros 20 o 30 años más (Perdomo, 2005).

Posteriormente, aparecieron en esta industria, alternativas para las conexiones como los pernos de alta tensión y la soldadura, siendo esta última una alternativa más económica y por tanto más atractiva para los ingenieros de la época, además de que rápidamente se desarrollaron especificaciones de regulación como la AWS que potenciaban su credibilidad.

Hasta ese momento se creía que las estructuras en acero tenían un comportamiento dúctil, pero en 1994 y 1995, los terremotos de Northridge en USA y Kobe en Japón respectivamente, evidenciaron el inadecuado comportamiento de las conexiones en los pórticos resistentes a momento que se habían utilizado hasta ese instante en zonas de amenaza sísmica alta. Inmediatamente se empezó a investigar acerca de las razones por las cuales se presentó el comportamiento frágil en dichas conexiones y se encontró que estaban relacionadas principalmente con: el material, el diseño y la soldadura (Perdomo, 2005).

- En cuanto a la soldadura, así como se encontraron procedimientos que habían sido realizados correctamente; siguiendo los requerimientos técnicos y revisiones de calidad establecidas en la AWS, también se identificaron algunas discontinuidades en cordones, placas de respaldo que no fueron retiradas después de realizar el proceso, debido a la forma de unión entre la viga y la columna, en algunas ocasiones se dificultaba la realización de pruebas de ultrasonido u otras que verificaran la calidad de la soldadura, problemas por la forma en la cual fue realizada la soldadura (ascendente, descendente, plana o sobre cabeza), entre otros.
- Los problemas de diseño, básicamente se debían a la concentración de esfuerzos en ciertos elementos o partes de ellos, como en las aletas de las vigas en I.
- Las columnas eran construidas en acero ASTM A572 Grado 50 y las vigas en A36, lo que se buscaba era que la estructura tuviera un comportamiento adecuado (viga débil – columna fuerte), pero al realizar ensayos e investigaciones posteriores, se encontró que este último era un acero que presentaba muchas variaciones en sus propiedades, resultando en un acero de mayor resistencia a la mínima especificada, y por lo tanto, incertidumbre en su comportamiento. Los estudios revelaron que la

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

rótula plástica no se generaba en la viga como se esperaba y la falla se terminaba presentando en la conexión.

En la Ilustración 1 se puede observar la fractura generada en una soldadura de penetración completa, perteneciente a una conexión de un pórtico resistente a momento, después del sismo de Northridge.

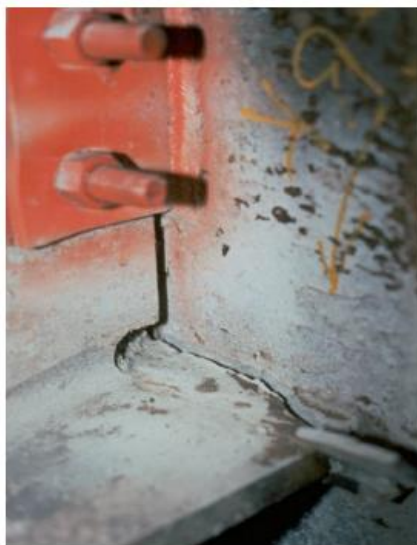


Ilustración 1. Falla frágil en conexión perteneciente a un PRM después del sismo Northridge en USA. Fuente: (Crisafulli).

Al descubrir los problemas que se habían tenido en las estructuras de acero, los ingenieros del medio y la Agencia Federal de Atención de Desastres (FEMA), empezaron a trabajar para subsanar estas falencias y a finales del siglo XIX, se publicaron documentos donde se incluyen criterios para el diseño de pórticos resistentes a momento como la FEMA 350 y en la AISC se incluyeron recomendaciones para la precalificación de conexiones (Crisafulli). Esta última es la referencia más actualizada y utilizada ya que está basada en los ensayos de precalificación de conexiones más completos (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005).

1.3.2 Antecedentes

A pesar de que Colombia ha tenido un desarrollo lento en la industria del acero, en universidades como la Nacional de Medellín, Bogotá y Manizales, la Universidad del Valle y la Universidad Industrial de Santander se han empezado a realizar investigaciones y ensayos para la calificación y precalificación de conexiones a momento.

- El ingeniero Luis Garza dirigió una tesis referente a la calificación de una conexión tubo – viga reforzada en el año 2004, en la Universidad Nacional sede Medellín. Las

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

características del espécimen de prueba fueron: el electrodo de soldadura utilizado fue E7018, la calidad del material, tanto para la viga como para la columna, fue acero A36, la primera con un perfil VP 400 y la segunda en cajón, armada con dos canales de 300 x 150 x 8 mm en C.

En la Ilustración 2, se puede ver la curva de histéresis que se obtuvo al realizar el ensayo experimental. En el ciclo de carga número 29 con un ángulo de deriva de 0,04 radianes, se empieza a notar una disminución progresiva de la resistencia a momento máximo soportado del espécimen de prueba.

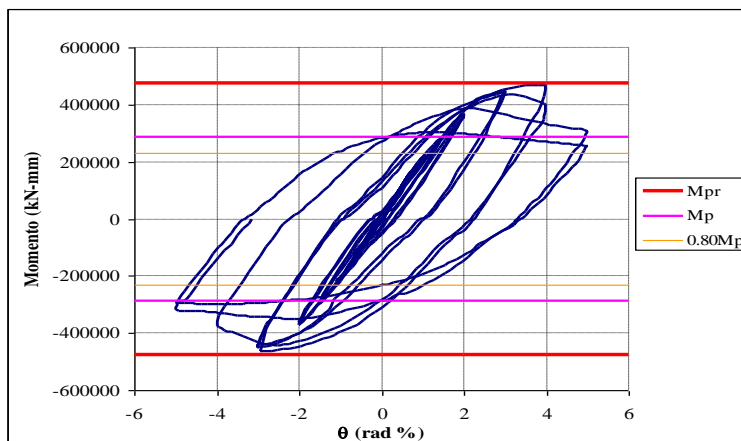


Ilustración 2. Gráfica de histéresis para la conexión tubo – viga reforzada.
Fuente: (Pabón Gonzáles & Posada Giraldo, 2004)

De esta gráfica, se concluyó que la conexión cumplía los requisitos necesarios para ser calificada puesto que su resistencia a la flexión en la cara de la columna para un ángulo de deriva de 0,04 radianes, supera el 80% del momento plástico, formándose la rótula plástica en la viga y no en la columna. Esto corresponde al comportamiento esperado (viga débil – columna fuerte) en una conexión para pórticos resistentes a momentos sometidos a cargas dinámicas en zonas de amenaza sísmica media y alta. La rotación total soportada por la conexión fue de 0,05 radianes (Pabón Gonzáles & Posada Giraldo, 2004).

- En el año 2005 se realizó la calificación de una conexión soldada a momento viga – columna en elementos laminados de sección en I, con cubreplacas, para ser utilizada en edificios metálicos con un sistema de resistencia sísmico de disipación de energía especial (PRM-DES). Esta tesis fue desarrollada por el ingeniero civil Hernán Acero Perdomo en la Universidad del Valle, bajo la dirección de la doctora Patricia Guerrero. En las siguientes imágenes se puede observar el tipo de conexión analizado y el tipo de falla presentado en el espécimen de prueba.

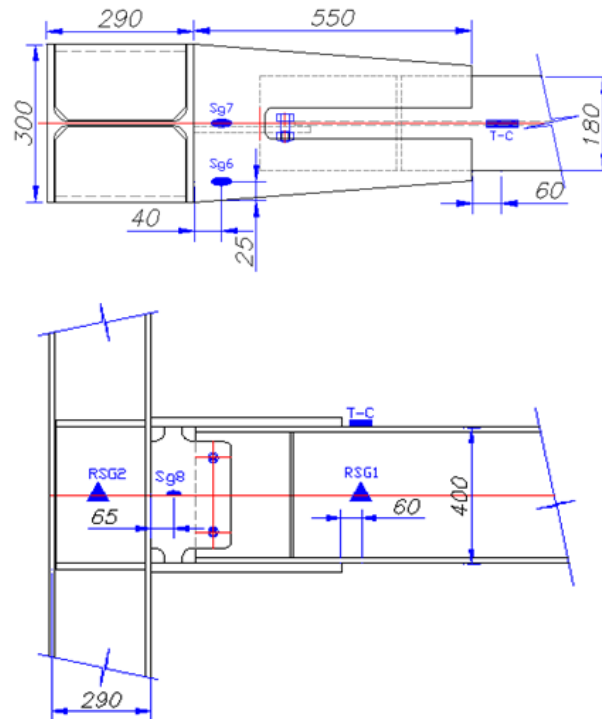


Ilustración 3. Conexión soldada a momento viga - columna en I. Fuente: (Perdomo, 2005)



Ilustración 4. Resultados del ensayo experimental para conexión soldada a momento viga – columna con cubreplacas. Fuente: (Perdomo, 2005)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

De Ilustración 4 se aprecia que la energía fue disipada por plastificación de la viga, presentándose pandeo local en las aletas y formación de rótula plástica en el alma a 120 mm después de la cubreplaca (815 mm del eje de la columna), lo cual es consecuente con lo especificado inicialmente de manera teórica (mediante el diseño).

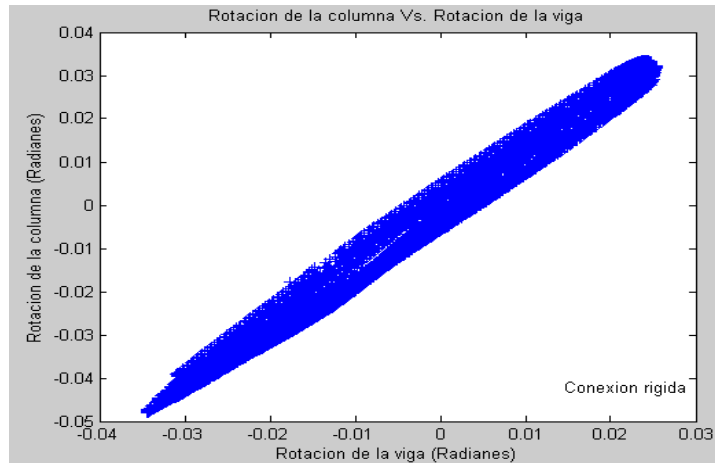


Ilustración 5. Rigidez de la conexión soldada a momento viga – columna con cubreplacas. Fuente: (Perdomo, 2005)

Al analizar la rotación de la viga con respecto a la columna, se observó que ambos elementos presentaban deformaciones similares (formando una línea recta. Ver Ilustración 5), por lo que se concluyó que la conexión tiende a ser rígida.

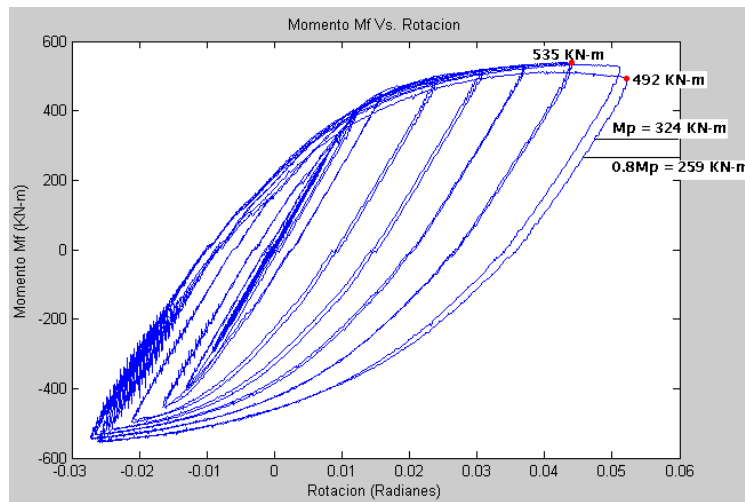


Ilustración 6. Curva de histéresis (momento vs rotación) para conexión soldada a momento viga – columna con cubreplacas. Fuente: (Perdomo, 2005)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En esta imagen se puede observar que el momento plástico en la cara de la columna (M_f), supera notablemente el 80% del momento plástico (M_p) nominal de la viga ante un ángulo de deriva de 0,04 rad. Esto permitió concluir que el detallado de la conexión calificada, puede ser usado para pórticos a momento con capacidad de disipación de energía especial (DES), para regiones de amenaza sísmica alta (Perdomo, 2005).

- En el 2015, el ingeniero Gabriel Valencia Clement dirigió una tesis de maestría en la cual se pretendía la calificación de conexiones (tanto soldadas como pernadas) conformadas por vigas en I conectadas al eje débil de la columna, este trabajo de grado se desarrolló en La Universidad Nacional de Colombia por la Ingeniera Carolina Andrade García.

Para dicho trabajo se realizaron 6 ensayos experimentales, los cuales se describen a continuación (ver Tabla 1). Tabla 1. Perfiles de conexiones a ensayar, para vigas en I conectadas al eje débil de la columna

Tabla 1. Perfiles de conexiones a ensayar, para vigas en I conectadas al eje débil de la columna

Nombre	Columna	Viga	Tipo	h (mm)	Pernos	t_{PCs} (mm)	t_{PCl} (mm)	t_{PA} (mm)
CS-1	W14x82	IPE 270	S	270	NA	16	19	19
CS-2	W14x82	IPE 300	S	300	NA	16	19	19
CS-3	W14x82	IPE 330	S	330	NA	19	19	19
CP-1	W14x82	IPE 270	E	270	10Ø3/4"	15	22	15
CP-2	W14x82	IPE 300	E	300	10Ø7/8"	15	22	15
CP-3	W14x82	IPE 330	E	330	10Ø7/8"	22	22	15

La denominación CS se refiere a las conexiones soldadas y CP a las pernadas.

En la Ilustración 7 y en la Ilustración 8 se puede observar uno de los especímenes de prueba contruidos para cada condición: soldada y pernada respectivamente (en total se realizaron tres ensayos de cada uno).



Ilustración 7. Espécimen de prueba soldado para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga soldada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)

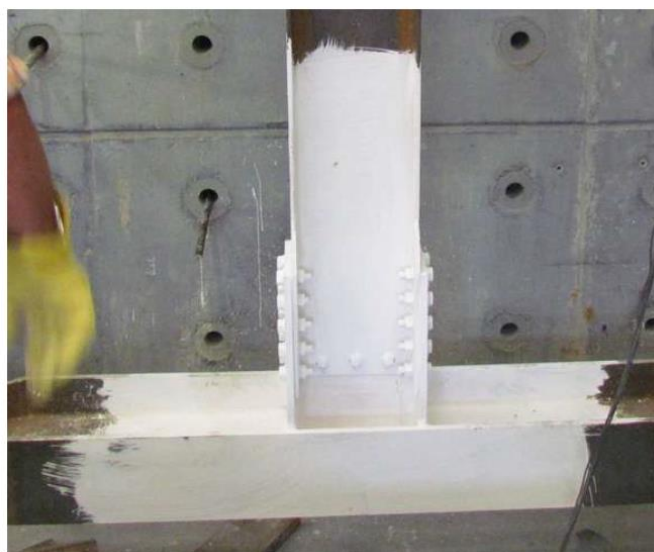


Ilustración 8. Espécimen de prueba pernado para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga pernada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Ilustración 9. Deformaciones inelásticas para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga soldada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)

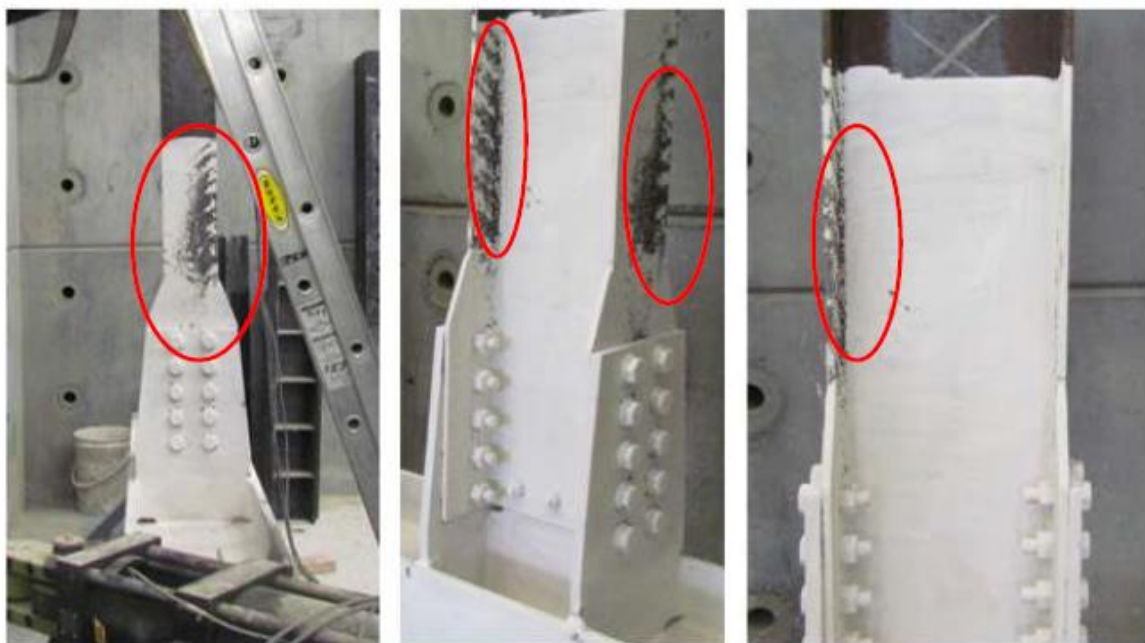


Ilustración 10. Deformaciones inelásticas para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga pernada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)

Los resultados obtenidos evidenciaron comportamientos de plastificación similares tanto para las conexiones soldadas como para las pernadas. La fluencia empezaba en las aletas de las vigas y por último se presentaba en el alma de dichos elementos,

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

con la formación de la rótula plástica. Sin embargo, en las conexiones pernadas se presentó un desplazamiento anormal en la curva de histéresis, el cual fue atribuido al deslizamiento presentado entre la placa conectada a la columna y la conectada a la viga, debido a la holgura en las perforaciones de las placas con respecto al diámetro de los pernos (1.6 mm). El mayor desplazamiento se presentó en el espécimen CP-1, tal como se observa en la Ilustración 11.

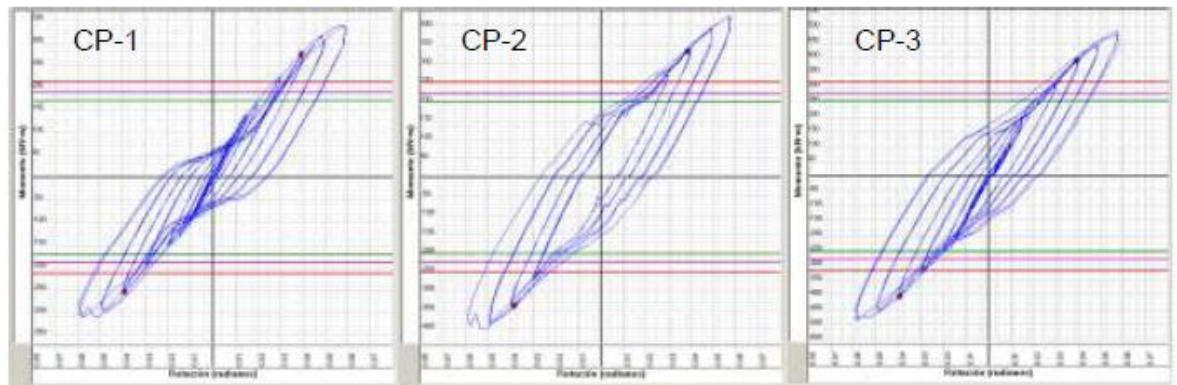


Ilustración 11. Curvas de histéresis para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga pernada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)

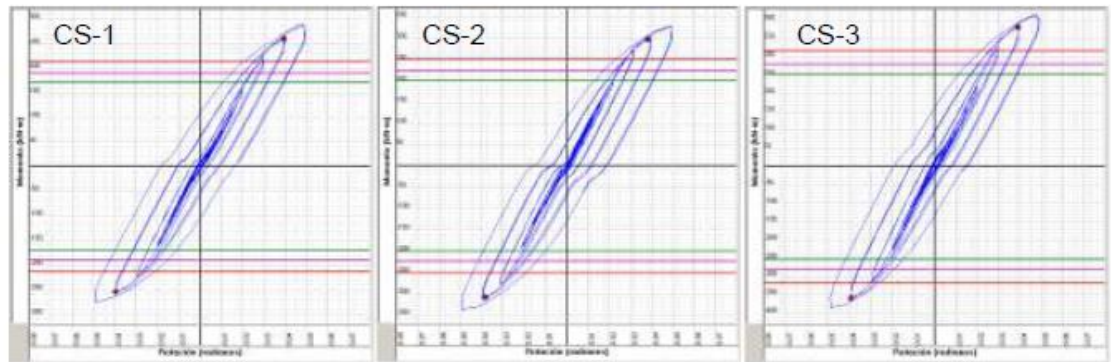


Ilustración 12. Curvas de histéresis para calificación de conexión en perfiles en I, con la viga soldada al eje débil de la columna. Fuente: (García, 2015)

Ninguna de las conexiones se pudo llevar a la falla, sin embargo, se cumplió con el requerimiento para la calificación de conexiones a usar en PRM-DES establecido en la NSR-10. La rotación máxima alcanzada en los ensayos experimentales fue de 0.06 rad. Con este trabajo se demostró que el uso de conexiones soldadas o pernadas no es determinado por la falta de eficiencia de una u otra sino por facilidades constructivas o arquitectónicas (García, 2015).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- En el año 2009, en Estados Unidos, se realizó la calificación de una conexión conformada por una columna tubular rellena de concreto y una viga laminada de sección en I, conectadas con placas de extremo y pernos pasantes. De aquí el tipo de conexión escogido para calificar en este trabajo de grado, el cual tiene como objetivo complementar lo estudiado anteriormente (considerando una configuración diferente: dimensiones, longitudes).

A continuación se presenta una ilustración del tipo de conexión estudiada:

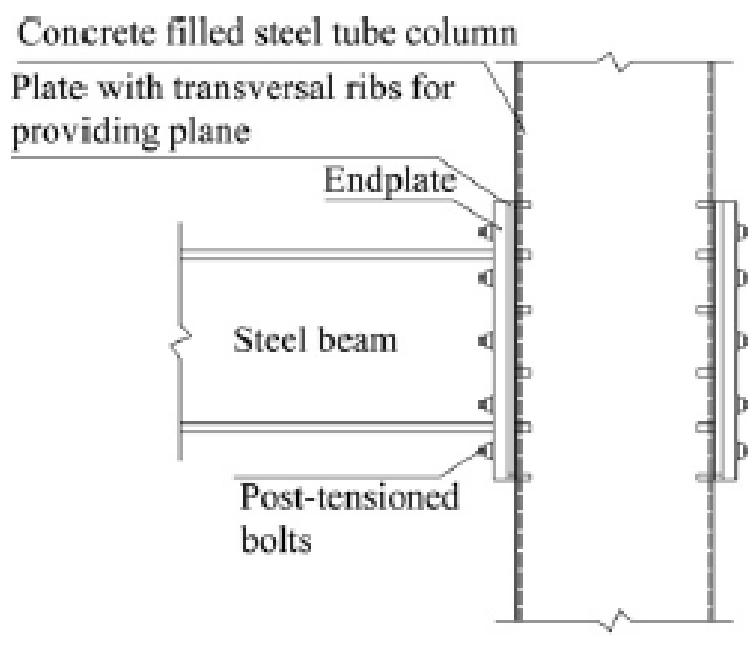


Ilustración 13. Conexión entre columna tubular rellena de concreto y viga en I, similar a la estudiada en este trabajo. Fuente: (Li, Wu, & Xiao, 2009).

El resultado obtenido fue positivo pues la conexión calificó para el uso en PRM-DES, lo cual se constata en la siguiente gráfica, en la cual observa un comportamiento adecuado y el cumplimiento del requisito antes mencionado para la calificación de este tipo de conexiones.

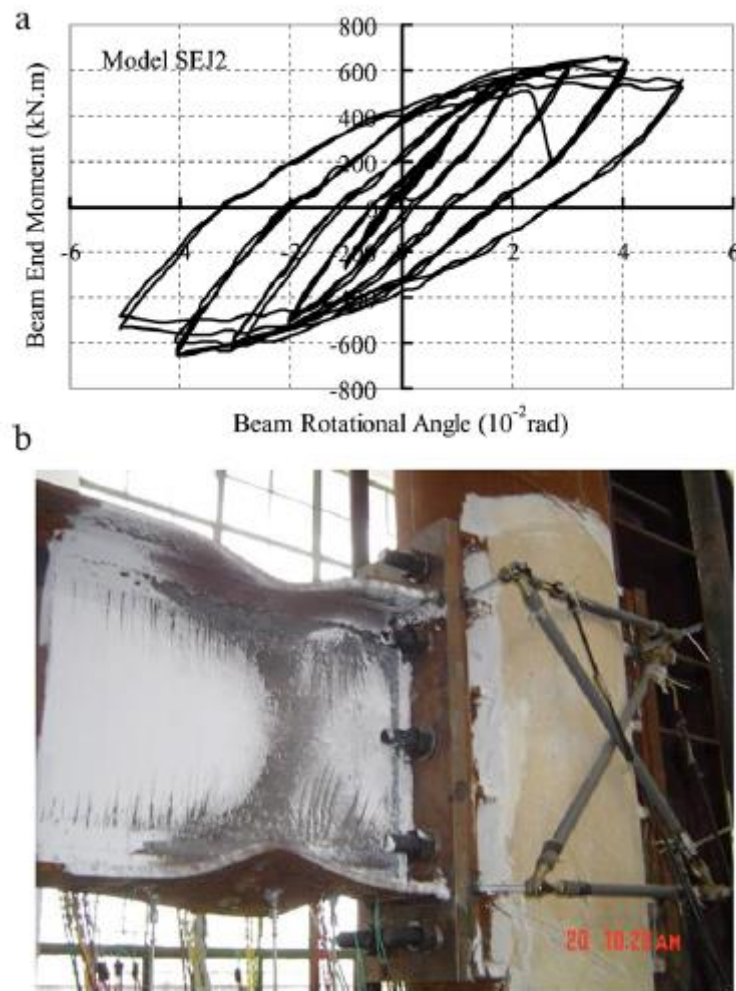


Ilustración 14. Resultados obtenidos para conexión entre columna tubular rellena de concreto y viga en I, similar a la estudiada en este trabajo. Fuente: (Li, Wu, & Xiao, 2009).

1.3.3 El acero como material estructural

Para construcciones sismo-resistentes, el acero es un material que ofrece significativas ventajas: es altamente resistente, rígido y dúctil. El acero posee propiedades nominales de gran importancia en el diseño estructural como: la tensión mínima de fluencia (F_y) y la resistencia de tracción mínima (F_u). Los parámetros R_y y R_t ayudan a cuantificar la sobre-resistencia del material, se definen como la relación entre la resistencia esperada y la mínima, a la fluencia y a la tracción respectivamente (Crisafulli).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El acero es considerado como un material isotrópico, pero debido a incrustaciones no metálicas durante su proceso de origen puede presentar desgarramiento laminar, el cual es originado por anisotropía en cuanto a resistencia, ductilidad y tenacidad.

1.3.4 Pórtico resistente a momento (PRM)

Los pórticos de acero resistentes a momento son un sistema estructural conformado por ensambles de elementos rectilíneos (vigas y columnas), diseñados para resistir los esfuerzos cortantes y los momentos flectores generados por sismos de gran magnitud, mediante la disipación de energía, por lo que presentan algunos daños de manera posterior.

Los componentes estructurales de un pórtico no arriostrado o resistente a momento, son los siguientes:

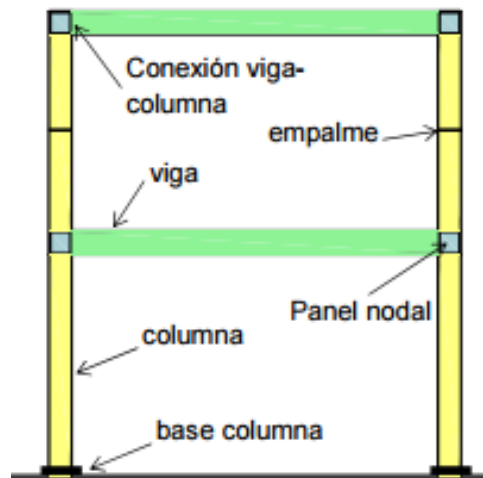


Ilustración 15. Componentes estructurales de un PRM. Fuente: (Crisafulli).

Los PRM se clasifican en tres, según su nivel su desempeño:

- Pórticos especiales: se diseñan con un factor R (de modificación de respuesta) alto ($R = 7$), puesto que requieren detalles constructivos más estrictos por su gran capacidad de disipación de energía.
- Pórticos intermedios: su capacidad de disipación de energía es moderada, por lo que se diseñan con un R igual 5.
- Pórticos ordinarios: poseen baja capacidad de disipación de energía, son diseñados con acciones sísmicas mayores y por ende, un factor de modificación de respuesta menor, de 3.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El factor R, es un parámetro que permite la reducción en la magnitud de las cargas elásticas utilizadas en la etapa de diseño (Crisafulli)-NSR-10.

1.3.5 Conexiones

- **Conexiones rígidas**

Impide movimientos traslacionales o rotacionales independientes, es decir, todos los extremos de elementos que se interceptan en la unión conservan el ángulo entre ellos después de la aplicación de cargas, por lo que tienen la misma rotación o traslación y aun después de ser deformada la estructura, los elementos tienen la capacidad de transmitirse fuerzas o momentos entre sí (Fajardo, 2015). En un pórtico resistente a momento, sus conexiones deben ser de este tipo.

- **Conexiones flexibles o articuladas**

En este caso, la unión solo tiene la capacidad de transmitir fuerzas entre sus elementos puesto que después de la deformación de la estructura, los extremos de los miembros concurrentes en ella, conservan la misma traslación, pero pueden sufrir rotaciones independientes (Fajardo, 2015).

1.3.6 Consideraciones teóricas acerca de los estados límites en conexiones

- **Geometría**

Separaciones mínimas y máximas permitidas por el elemento.

Las separaciones mínimas de tornillos son iguales a 2.66 veces el diámetro de la perforación, sin embargo, se acostumbra aproximarlos a 3 veces el diámetro.

- **Conexión**

A continuación, se presentan todos los conceptos y consideraciones a revisar en el diseño estructural de la conexión, es decir se debe cumplir que cada una de estas resistencias sea mayor a las fuerzas aplicadas a la estructura

- **Tensión - Fluencia en el área bruta**

La resistencia a la tensión (R_n) asociada al área bruta es:

$$R_n = F_y * A$$

Donde

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A: Sección transversal bruta del elemento.

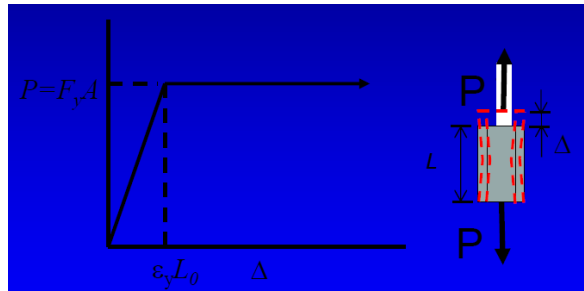


Ilustración 16. Tensión. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015)

- **Tensión – Rotura en el área neta**

Este fenómeno se produce debido a las concentraciones de esfuerzos cerca de las zonas donde se presentan perforaciones y la resistencia del elemento (R_n) está dada por:

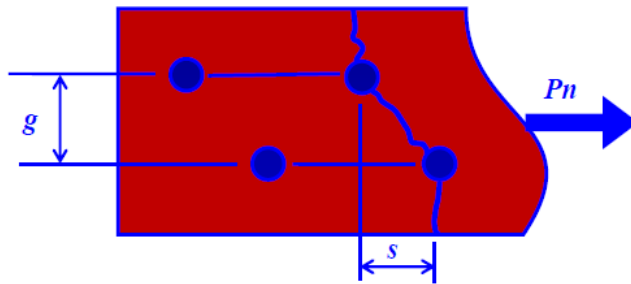


Ilustración 17. Tensión - Rotura. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015)

$$A_n = A_g - \sum (\varphi + 2,66) * t + \sum \left(\frac{s^2}{4g} \right) * t$$

$$R_n = 0,75 * F_u * A_e$$

$$A_e = U * A_n$$

Donde:

A_e : área efectiva

F_u : esfuerzo ultimo del acero

U : factor explicado en NSR-10 F.2.4.3-1

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Φ : Diámetro de la perforación

- **Resistencia por desgarramiento y aplastamiento**

Se presenta un desgarramiento o aplastamiento de material debido a las concentraciones de esfuerzos en las perforaciones como se puede observar en la siguiente ilustración:

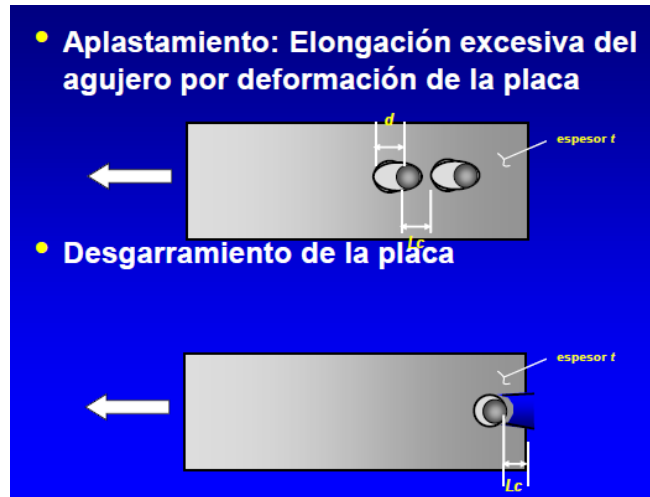


Ilustración 18. Aplastamiento y desgarramiento. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015)

Tabla 2. Resistencia nominal al desgarramiento y aplastamiento

Tipo de deslizamiento	Desgarramiento	Aplastamiento
Crítico	$Rn = 1,2 * Lc * t * Fu < 2.4 * db * t * Fu$	
No crítico	$Rn = 1,5 * Lc * t * Fu < 3 * db * t * Fu$	

- **Resistencia al corte de pernos**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La resistencia al corte (R_n) depende del número de planos de corte (m) y del número de tornillos de la sección (n), además del esfuerzo a cortante (F_n), con rosca incluida o excluida. Está dada por la siguiente ecuación:

$$R_n = F_n * A_g * m * n$$

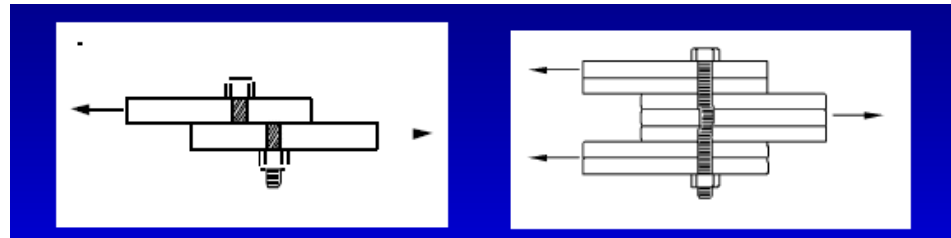


Ilustración 19. Resistencia al corte. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015)

- **Bloque de cortante – Rotura**

Este estado límite se basa en que la trayectoria de falla incluye una parte de la conexión a tracción y la otra a cortante, se denomina de esta manera debido a que esta falla rasga una porción de material como se puede ver en la siguiente ilustración, luego la resistencia de la conexión estará dada por:

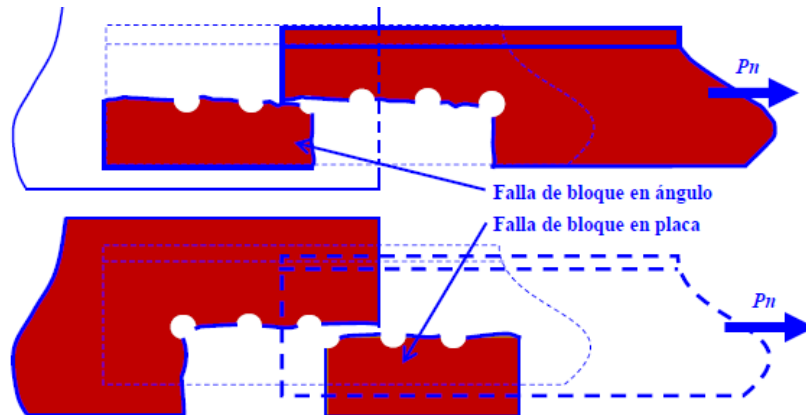


Ilustración 20. Bloque de cortante. Fuente: (Restrepo Mejia, 2015)

$$R_n = 0.6F_u * A_{nv} * U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Donde

A_{gv} : área total sujeta a cortante

A_{nv} : área neta sujeta a cortante

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Ant: área neta sujeta a tensión:

Ubs=1 o 0.5 depende de la distribución de esfuerzos

- **Resistencia al cortante – rotura**

Este es un estado límite último y depende básicamente del área neta a cortante (A_{nv}) del elemento. La dirección de la falla asociada a la rotura de este tipo es lineal y va desde el borde superior del elemento hasta el inferior de este. La capacidad a este fenómeno de un elemento está dada por:

$$R_n = 0.75 * (0.6 * A_{nv} * F_u)$$

- **Resistencia al cortante – fluencia**

Este estado límite dúctil depende principalmente del área bruta del elemento (A_g) y su trayectoria es en la dirección de la carga a la que está sometido el elemento, se define así:

$$R_n = 0.9 * 0.6 * A_g * F_y$$

- **Sección Whitmore**

En platinas a tracción, soldadas o atornilladas se debe considerar la siguiente zona de falla:

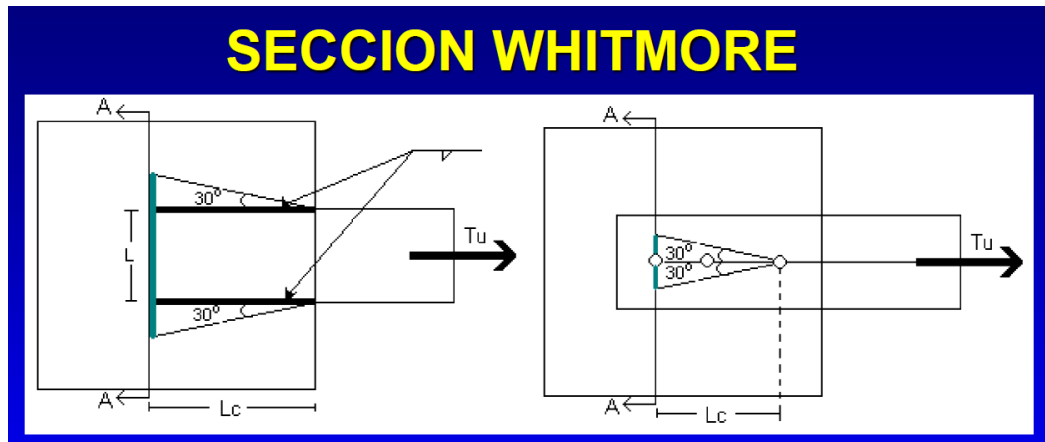


Ilustración 21. Sección Whitmore. Fuente: (Restrepo, 2015)

Soldada: $L_w = 2L_c * \tan 30 + L$

$$\text{Atornillada: } L_w = 2L_c * \tan 30$$

1.3.7 Requisitos técnicos para la calificación de conexiones

En la sección F.3.11.2.1 del título F de la NSR-10, se establecen los parámetros, bajo los cuales se debe realizar el ensayo cíclico para la calificación de conexiones.

Los ítems más importantes se refieren a la resistencia del material, soldadura, pernos e historial de carga.

○ **Resistencia del material**

- Se deben realizar ensayos para determinar la tensión mínima de fluencia (F_y) y la resistencia de tracción mínima (F_u) reales, no se pueden utilizar en el diseño, las especificadas por el proveedor.
- Los ensayos a tracción se deben realizar sobre muestras de material adquirido de los elementos que constituirán la conexión. Se deben realizar pruebas a las aletas y al alma de la viga y/o columna, además, a los elementos que desarrollen rotación inelástica por fluencia, es decir, los que se verán sometidos a deformaciones.
- Para que el material de la viga pueda ser utilizado, su esfuerzo de fluencia (F_y) no puede ser menor al 15% de la fluencia esperada ($R_y * F_y$) del elemento, caso contrario a la columna, donde el F_y no debe superar el 15% de su fluencia esperada.

○ **Soldadura**

- Sólo se pueden aplicar juntas precalificadas, siguiendo estrictamente los requerimientos de la AWS D1.
- Si se utilizan perfiles laminados de sección en I con espesores mayores o iguales a 38 mm en las aletas o 50 mm en platinas, es necesario realizar ensayos que permitan determinar la tenacidad de ranura como la prueba Charpy de ranura en V y se debe verificar que en el impacto, a una temperatura máxima de 21 °C, se absorba una energía igual o superior a 27 J para cumplir con los requerimientos sísmicos y de 50 J cuando la soldadura es de demanda crítica.
- No se permite utilizar los resultados de tenacidad mínima de la prueba Charpy contemplada en los informes de calidad del fabricante.

✓ **Soldadura de demanda crítica**

Soldaduras que son sometidas a “grandes” deformaciones durante un sismo, por ejemplo, las aplicadas en una conexión perteneciente a un pórtico resistente a momento.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El material de aporte utilizado en las soldaduras del sistema de resistencia sísmica debe cumplir con una tenacidad mínima de 27 J a 18 °C y para soldaduras de crítica 54 J a 20 °C, dicha condición debe ser verificada en certificados de calidad.

○ **Pernos**

- Sólo se permite la utilización de pernos A325, A325M (milimétrico), A490 ó A490M (milimétrico).
- No se permite el reemplazo de pernos ASTM A325 por SAE Grado 5 o A490 por SAE grado 8. Los A325 y A490 son estructurales, a diferencia de los SAE, que poseen un diámetro de cabeza menor y por ende son menos resistentes, a pesar de presentar similitud en los resultados de la prueba a tracción. Sin embargo, por la longitud de los pernos requeridos para esta investigación, se utilizarán varillas roscadas ASTM A193 Gr B7.

○ **Historial de carga**

En la ejecución de ensayos cíclicos de calificación de conexiones (viga – columna) pertenecientes a PRM, se debe controlar de la siguiente manera, el ángulo de deriva (θ) impuesto al espécimen de prueba:

1. 6 ciclos a $\theta = 0,00375$ radianes
2. 6 ciclos a $\theta = 0,005$ radianes
3. 6 ciclos a $\theta = 0,0075$ radianes
4. 4 ciclos a $\theta = 0,01$ radianes
5. 2 ciclos a $\theta = 0,015$ radianes
6. 2 ciclos a $\theta = 0,02$ radianes
7. 2 ciclos a $\theta = 0,03$ radianes
8. 2 ciclos a $\theta = 0,04$ radianes

Y continuar cargando con incrementos de $\theta = 0,01$ radianes con 2 ciclos de carga hasta llegar a la falla (Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

1.3.8 Marco de carga (EIA)

El marco de carga de la Universidad EIA, ubicado en la sede de pregrado (Palmas), cuneta, entre otros, con un piso de reacción y una unidad de carga que está compuesta por actuadores hidráulicos con capacidad de aplicar hasta 50. La losa de reacción cuenta con

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

puntos de anclaje cada 50 cm. El actuador también contiene un mecanismo semejante a un extensómetro para medir desplazamientos.

1.3.9 Criterio de aceptación para la calificación de una conexión

Para que una conexión sea calificada en pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), el momento resistido en la cara de la columna al 2% de la rotación, debe ser mayor al 80% del momento plástico (M_p) de la viga. Lo mismo aplica para pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación de energía especial (DES), teniendo en cuenta que en este caso el momento a evaluar es el presentado al 4% de la rotación.

2. METODOLOGÍA

2.1 FASE 1: REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

Durante esta etapa se realizará una búsqueda extensa de información relacionada con el proyecto a desarrollar, se utilizarán medios digitales como bases de datos, artículos de revistas, tesis, publicaciones de expertos en los temas de sistemas constructivos compuestos y conexiones en pórticos resistentes a momento. También se acudirá a bibliografía física como libros, memorias de seminarios y de cálculo, entrevistas a profesionales que se desempeñan en el medio, entre otros.

Esta recopilación de información servirá como herramienta de retroalimentación a lo largo del desarrollo del trabajo, los principales temas sobre los cuales se indagará son los relacionados con:

- Consideraciones especiales de los sistemas constructivos combinados en Colombia
- Normas técnicas que rigen el diseño y la calificación de conexiones para pórticos resistentes a momento de disipación especial y moderada
- Ensayos similares realizados en el país
- Formulaciones a tener en cuenta durante la etapa de diseño

2.2 FASE 2: DISEÑO DE LA CONEXIÓN

2.2.1 Definición de solicitaciones de carga

Conforme al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y a la aceleración sísmica registrada en el país, se definirán las cargas a las cuales será sometido el pórtico resiste a momento.

2.2.2 Determinación de espesores y dimensiones de elementos

Siguiendo las formulaciones encontradas en la etapa anterior (fase 1), se determinará la inercia que debe tener cada uno de los elementos que componen la conexión para resistir los esfuerzos a los cuales serán sometidos teóricamente y para tener un comportamiento: viga débil – columna fuerte. Teniendo en cuenta que la geometría de los elementos fue determinada previamente (columna en perfil tubular redonda y vigas en perfil laminado de sección en I), las variables que se debe ajustar son: el espesor y las dimensiones de los perfiles.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.2.3 Revisión técnica de fenómenos

Como se ha mencionado en secciones anteriores, en este tipo de conexiones se debe revisar el comportamiento a fluencia, cortante, desgarramiento, aplastamiento y rotura de las placas de extremo y de la tornillería. También es importante determinar el tipo de soldadura a aplicar, el electrodo a utilizar, el espesor necesario de la garganta y la forma de aplicación de la misma.

2.3 FASE 3: MODELO EXPERIMENTAL

Se realizarán pruebas a los materiales que serán utilizados para determinar sus propiedades reales.

Se construirá un modelo a escala real que cumpla con los requerimientos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y se fallará en el marco de carga de la Universidad EIA, se medirán las deformaciones y desplazamientos sufridos por los elementos mediante galgas extensiométricas y posteriormente se graficarán los datos obtenidos durante el ensayo para construir la curva de histéresis y verificar si se cumple que al 2% (para pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación moderada) o al 4% (para pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación especial) de la deformación, el momento soportado por la conexión en la cara de la columna es mayor o igual al 80% del momento plástico ($0,8 \cdot M_p$), lo cual constituye el requisito que se debe cumplir para la calificación de conexiones.

En esta fase se llevará a cabo la comparación entre los datos arrojados teóricamente; mediante el diseño y el modelo computacional, con los obtenidos de manera experimental mediante la falla del espécimen de prueba a escala real, con el fin de determinar el porcentaje de error y las posibles variables que influyeron en éste.

3. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 GENERALIDADES

Para el dimensionamiento de los elementos que conforman la conexión se evaluará un edificio de uso industrial, para confecciones, ubicado en la ciudad de Medellín. Este contará con 5 pisos de 3 m de altura cada uno y su modulación será cada 10 m puesto que estas son medidas normales para un edificio de acero y de dicho uso. Para la estimación de la luz se tomó en consideración el marco de carga de la EIA en el cual se realizará la fase experimental. Entonces, teniendo en cuenta que el recorrido del actuador que se empleará, es decir, el desplazamiento máximo que ofrece el mismo, es de 50 cm en total y para lograr que el pórtico con capacidad de disipación especial alcance la deformación requerida o ángulo de deriva igual de 0,04 rad, se evaluará la luz (L) que satisfaga esta condición.

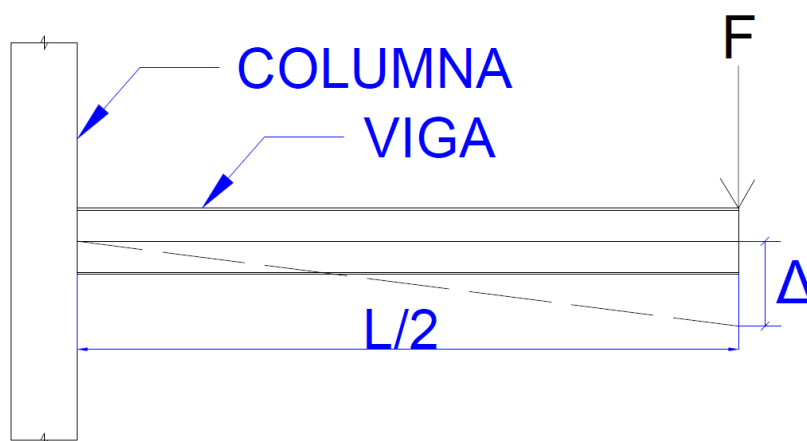


Ilustración 22. Ángulo de deriva.

Si $\Delta = \frac{50 \text{ cm}}{2} = 25 \text{ cm}$ y el ángulo de deriva $\theta = 0.05 \text{ rad}$ para asegurar que la conexión rote al menos 0.04 rad, se tiene que:

$$\theta = \frac{\Delta}{\frac{L}{2}} \rightarrow L = 2 * \frac{\Delta}{\theta} = 2 * \frac{0,25m}{0,05rad} = 10m$$

Por lo tanto, la luz del edificio será de 10 m y se realizará la prueba experimental con una viga representativa de L/2 (5 m). En la siguiente imagen se ilustra la geometría general del edificio:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

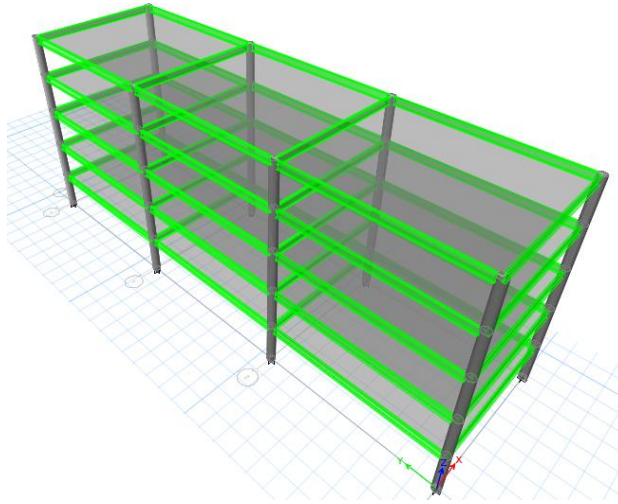


Ilustración 23. Geometría general del edificio en estudio.

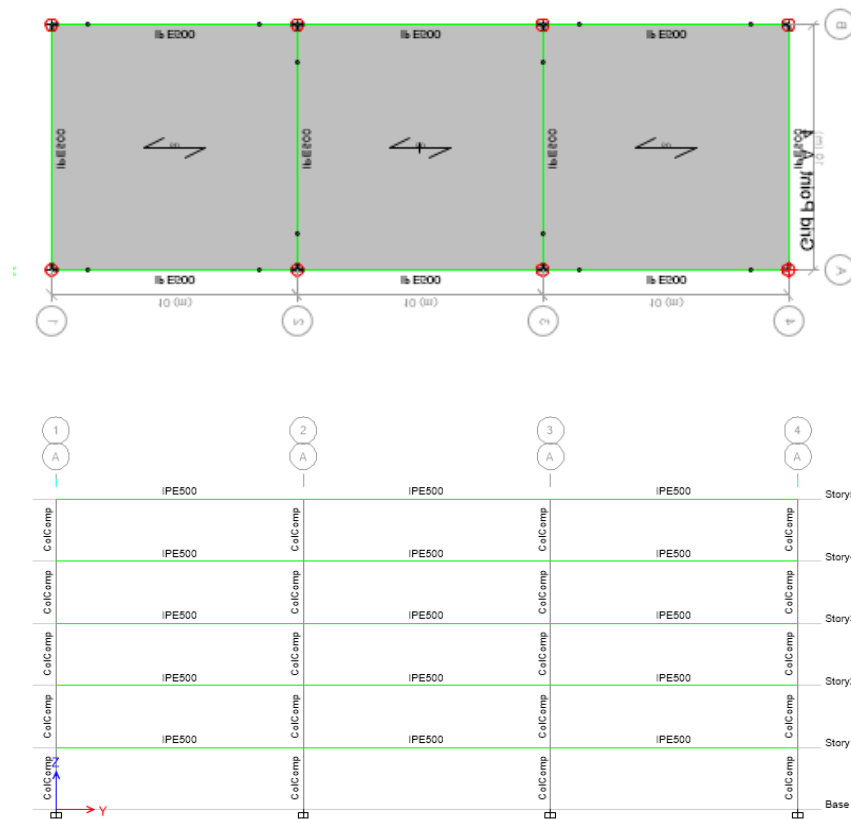


Ilustración 24. Vistas del edificio en estudio.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2 MATERIALES

A continuación, se presentan las características generales de los materiales a emplear en la construcción del modelo tanto teórico como experimental.

3.2.1 Concreto

$F'_c = 21 \text{ Mpa} = 210 \text{ kgf/cm}^2$. Debe cumplir NTC 3318 y capítulo C.5 NSR-10

3.2.2 Acero

Perfiles PTE Deben cumplir NTC 1986 ASTM A53 Gr B

Láminas y platinas. Deben cumplir NTC 1920 ASTM A572 GRADO 50

Pernos de conexión Debe cumplir ASTM A193 Gr B7

Soldaduras Electrodo E7018 AWS D1.1 o equivalentes en requisitos de tenacidad para soldaduras MIG o GMAW.

3.3 CARGAS

3.3.1 Muertas (D)

- **Peso propio:**
 - Estructura: considerado por el software de análisis y diseño estructural ETABS 2015
 - Steeldeck: 8 kgf/m^2
 - Concreto. Teniendo en cuenta que el espesor mínimo requerido de losa (cuando se utiliza steeldeck) por protección al fuego es de 63 mm por encima de la cresta, hemos estimado un espesor de 110 mm. El consumo de concreto para dicho espesor es de $0,082 \text{ m}^3/\text{m}^2$, que al ser multiplicado por la densidad del material (2400 kgf/m^3), se obtiene un peso de 196 kgf/m^2
 - Particiones: 50 kgf/m^2
 - Cielos y ductos: 20 kgf/m^2

Total carga muerta sobreimpuesta (D): 274 kgf/m^2

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3.2 Vivas (L)

Considerando el uso industrial de la estructura, la carga viva utilizada para el diseño de la estructura se ha determinado según la tabla B.4.2.1-1 de NSR-10, la cual asegura que la carga viva para el uso industrial debe ser de 500 kgf/m².

Tabla 3. Cargas vivas mínimas. Fuente: (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica , 2010)

Ocupación o uso	Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
<i>Reunión</i>	Balcones	5.0
	Corredores y escaleras	5.0
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0
	Gimnasios	5.0
	Vestibulos	5.0
	Silletería móvil	5.0
	Áreas recreativas	5.0
	Plataformas	5.0
	Escenarios	7.5
<i>Oficinas</i>	Corredores y escaleras	3.0
	Oficinas	2.0
	Restaurantes	5.0
<i>Educativos</i>	Salones de clase	2.0
	Corredores y escaleras	5.0
	Bibliotecas	
	Salones de lectura	2.0
<i>Fábricas</i>	Estanterías	7.0
	Industrias livianas	5.0
	Industrias pesadas	10.0
<i>Institucional</i>	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0
	Cuartos privados	2.0
	Corredores y escaleras	5.0
<i>Comercio</i>	Minorista	5.0
	Mayorista	6.0
<i>Residencial</i>	Balcones	5.0
	Cuartos privados y sus corredores	1.8
	Escaleras	3.0
<i>Almacenamiento</i>	Liviano	6.0
	Pesado	12.0
<i>Garajes</i>	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0
<i>Coliseos y Estadios</i>	Graderías	5.0
	Escaleras	5.0

3.3.3 Sísmicas (E)

○ Zona de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

A continuación, se enumeran los diferentes parámetros tomados en consideración para la creación del espectro elástico de aceleraciones de diseño, cabe aclarar que estos son determinados a partir de situaciones típicas que se presentan en la zona escogida para el diseño de la edificación. Cada parámetro tiene su respectiva referencia a NSR-10 (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica , 2010).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Zona de amenaza sísmica: Alta (Medellín – Antioquia)

$A_a = 0.15$ (Apéndice A-4)

$A_v = 0.20$ (Apéndice A-4)

$F_a = 1.2$ (Figura A.2.4-2)

$F_v = 1.6$ (Figura A.2.4-2)

Grupo de uso: II (Literal A.2.5.1)

Coefficiente de importancia: 1.1 (Tabla A.2.5-1)

Tipo de suelo: C

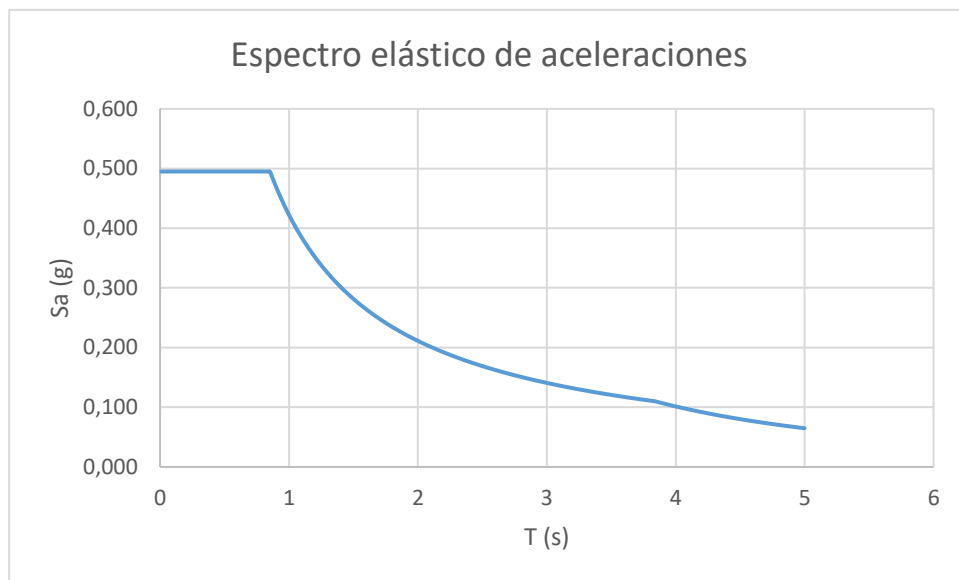


Ilustración 25. Espectro elástico de aceleraciones

3.4 SISTEMA ESTRUCTURAL PRINCIPAL

Considerando la zona de amenaza sísmica en que se localizará el proyecto y los requerimientos contenidos en la tabla A-3.1 de la NSR-10, el sistema estructural adoptado es el de pórtico de acero resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía – DES.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.4.1 Coeficiente de disipación de energía:

Según la NSR-10, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$R = \varphi_a * \varphi_p * \varphi_r * R_0$$

De donde:

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura $\varphi_a=1,0$.

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta $\varphi_p=1,0$.

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por la ausencia de redundancia en el eje $\varphi_r = 0,75$.

El coeficiente de disipación de energía básico R_0 para el sistema de pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía - DES, es igual, a 7 según la tabla A-3.1. de NSR-10.

Luego el coeficiente de disipación de energía de la edificación será igual a:

$$R = 1,00 * 1,00 * 0,75 * 7 = 5,25$$

3.4.2 Verificación de derivas

Con la ayuda del software de diseño ETABS 2015, se determinaron las respectivas derivas que experimenta el edificio, según la carga de diseño.

Tabla 4. Derivas de edificio

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts			
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift
Story5	FxDeriva Max	Diaph D5 X	0.010696
Story5	FyDeriva Max	Diaph D5 Y	0.010696
Story4	FxDeriva Max	Diaph D4 X	0.010677
Story4	FyDeriva Max	Diaph D4 Y	0.010677
Story3	FxDeriva Max	Diaph D3 X	0.010741
Story3	FyDeriva Max	Diaph D3 Y	0.010741
Story2	FxDeriva Max	Diaph D2 X	0.009806
Story2	FyDeriva Max	Diaph D2 Y	0.009806
Story1	FxDeriva Max	Diaph D1 X	0.004735
Story1	FyDeriva Max	Diaph D1 Y	0.004735

Como se puede observar, la deriva en los pisos 3, 4 y 5 del edificio está cercana al 1% que es el máximo permitida por NSR-10. Según esto los elementos definidos para las vigas son perfiles IPE 500 y para las columnas PTE circulares de 20 pulgadas de diámetro rellenos con concreto con $f'c = 21$ MPa.

3.4.3 Diseño de detalle de elementos

Después de la verificación de derivas, se determinó entonces que una viga IPE 500 y columnas compuestas por perfiles estructurales (PTE) circulares de diámetro igual a 20" (508 milímetros) rellenas de concreto, son los elementos adecuados para la edificación.

○ Viga

Como se dijo en párrafos anteriores la selección de la viga principalmente estuvo sostenida en el modelo estructural del edificio industrial para confecciones. De acuerdo con estas consideraciones se determinó el momento probable máximo de la viga (M_{pe}) que corresponde al momento de plastificación de la viga.

$$M_{pe} = C_{pr} * R_y * F_y * Z$$

R_y : La relación esperada entre el esfuerzo de fluencia máximo y el mínimo esfuerzo de fluencia. Para acero ASTM A572 gr 50, NSR-10 estipula que este valor sea 1.1.

Se consideró que la carga máxima del actuador dinámico es de 300 kN. Esta fuerza multiplicada por la longitud de la viga debe ser mayor o igual al momento probable máximo

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

(Mpe) con el fin de generar plastificación en esta. Se trabajó con un factor de seguridad del marco de carga del 90%.

$$\text{Capacidad del actuador} = 30 \text{ tonf} * 5 \text{ m} = 150 \text{ tonf} * \text{m}$$

En la Tabla 5 se puede observar que el momento probable máximo (Mpe) de la viga es de 96,5 tonf. Como $150 \text{ tonf} * \text{m} > 96.5 \text{ tonf} * \text{m}$, se comprueba que el equipo cuenta con la capacidad necesaria para generar plastificación en la viga.

Para determinar si se requiere arriostramiento al pandeo flexo-torsional se debe calcular la longitud no arriostrada de la viga (L_b), sin embargo, para esto es importante definir la ductilidad del elemento, teniendo en cuenta los límites de esbeltez establecidos en la tabla F.3.4-1 de la NSR-10 (ver Tabla 8).

$$\text{Sí, } 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,30 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{350 \text{ Mpa}}} = 23,9$$

$$\text{Y, } \frac{b}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{200 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 6,25$$

Entonces, como $6.25 < 23.9$, se concluye que el grado de ductilidad del elemento es alto y la longitud no arriostrada para elementos de dicho grado de ductilidad se establece en el numeral F.3.4.1.2.2 de la NSR-10.

$$L_b = 0,086 r_y \frac{E}{F_y} = 0,086 * 43 \text{ mm} * \frac{200000 \text{ Mpa}}{350 \text{ Mpa}} = 2113 \text{ mm}$$

Donde:

$$\begin{aligned} r_y &= \text{radio de giro de la viga en el eje } y \\ &= 43 \text{ mm (obtenido de la tabla de propiedades del elemento)} \end{aligned}$$

Tabla 5. Resultados diseño de viga

DISEÑO DE VIGA PARA CONEXIÓN		
REFERENCIA	IPE500	
MATERIAL	ASTM A572 Gr 50	
PROPIEDADES GEOMETRICAS		
Peralte (d)	500	mm
Ancho de la aleta (bf)	200	mm
Espesor del alma (tw)	10.2	mm
Espesor de aleta (tf)	16	mm
RESISTENCIA PROBABLE DE LA VIGA A FLEXION		
Endurecimiento	1	
Ry	1.1	
Fyb	350	Mpa
Fub	450	Mpa
Módulo plástico (Zx)	2193999.75	mm ³
Mp	767899912.5	N*mm
Cpr	1.14	
Mpe	96.5	Tonf*m
REQUISITOS DE LOS MIEMBROS		
b	100	mm
tf	16	mm
b/tf	6.25	
Ductilidad	Alta	
Lb	2113	mm

○ **Columna**

En los elementos compuestos el área de acero debe ser mayor al 1% del área total.

$$\frac{A_s}{A_g} > 1\%, \text{ en nuestro caso tenemos: } \frac{19762 \text{ mm}}{202683 \text{ mm}} = 9,8\%$$

Para que el miembro cumpla con un grado de ductilidad alto (el cual se requiere en PRM – DES), se debe cumplir (ver Tabla 8):

$$\frac{D}{t} < 0,076 \frac{E}{F_y}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$\text{Sí, } \frac{D}{t} = \frac{508 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} = 23,1$$

$$\text{Y, } 0,076 * \frac{200000 \text{ MPa}}{322 \text{ MPa}} = 47,2$$

Como $23,1 < 47,2$, el mismo cumple con el requisito de ductilidad.

Tabla 6. Resultados diseño de columna

Propiedades geométricas y requisitos columnas		
Diámetro (D)	508	mm
Espesor (t)	22	mm
D/t	23.1	
E	200000	MPa
Fy	322	MPa
Ductilidad	Alta	
Ag	202683	mm ²
As	19762	mm ²
As/Ag	9.8%	
Estado	Cumple	

De acuerdo a NSR-10, la resistencia a carga axial resistente (P_c) de una columna tubular rellena de concreto está dada por las siguientes expresiones

$$P_c = \varphi * P_n$$

Si

$$P_e \geq 0.44 * P_o; P_n = P_o * \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}}\right)$$

$$P_e < 0.44 * P_o; P_n = 0.877 * P_e$$

Donde:

$$\varphi = 0.75$$

$$P_o = A_s * F_y + A_{sr} * F_{yr} + C_2 * A_c * f'_c$$

$$C_2 = 0.95 \text{ para secciones circulares}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$Pe = \frac{\pi^2 * (E_{eff})}{(KL)^2}$$

$$E_{eff} = E_s * I_s + E_s * I_{sr} + C_3 * E_c * I_c$$

$$C_3 = 0.60 + 2 * \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.90$$

A_s : Área bruta de la sección del perfil de acero PTE.

A_c : Área del concreto

A_{sr} : Área de acero de refuerzo

E_s : Módulo de elasticidad del acero

E_c : Módulo de elasticidad del concreto, determinado según la siguiente expresión:

$$E_c = 0.043 * w_c^{1.5} * \sqrt{f'_c}$$

F_y : Esfuerzo de fluencia para el PTE.

F_{yr} : Esfuerzo de fluencia para las barras de acero de refuerzo.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

I_c : Momento de inercia de la sección de concreto.

I_s : Momento de inercia del PTE.

I_{sr} : Momento de inercia de las barras de acero de refuerzo.

K : Factor de longitud efectiva, calculada según especificaciones AISC-2005.

L : longitud sin arriostramiento.

w_c : Peso unitario del concreto

Tabla 7. Diseño a carga axial en Columna

Diseño de columna a carga axial.					
Ac	182921	mm ²	Eieff	1.71719E+14	N*mm ²
f'c	21	MPa	Po	10012637.8	N
C2	0.95		Pe	188311006.9	N
wc	2400				
Es	200000	MPa	Pn	9792271.35	N
Is	606392800	mm ⁴	φcPn	7344203.5	N
Ec	23168.34254	MPa	φcPn	734.4	Tonf
Ic	2738514065	mm ⁴	L	3000	mm
C3	0.8		k	1	

○ **Relaciones**

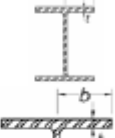

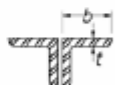


• **Límites de esbeltez de la viga y la columna**

Se debe evaluar que la relación de esbeltez de las aletas y el alma en el caso de la viga y del diámetro y el espesor en el caso de la columna. Se deben cumplir los requisitos estipulados en la tabla F.3.4-1 de la NSR-10.

Estos requisitos ya fueron evaluados en el paso anterior y se comprobó

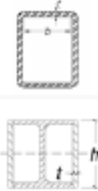
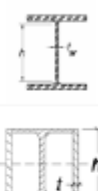
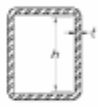

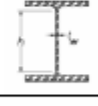



que ambos elementos presentan ductilidad alta.

Tabla 8. Límite de relación ancho - espesor para elementos en I sometidos a compresión. Tomado de: (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica , 2010)

Descripción de elemento		Relación ancho - espesor	Esbelteces límite		Ejemplo
			λ_{da} Miembros de ductilidad alta	λ_{dm} Miembros de ductilidad moderada	
Elementos no atiesados	Aletas de perfiles laminados en I , canales y Secciones en T .	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	  
	Aletas de ángulos sencillos o dobles con separadores.				
	Aletas salientes de pares de ángulos en contacto continuo				
	Aletas de pilotes de acero en H (F.3.4.4)	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	NA	
	Almas de secciones en T	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{[a]}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 9. Límite de relación ancho - espesor para elementos compuestos sometidos a compresión. Tomado de: (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica, 2010)

Elementos atiesados	Paredes de PTE rectangular Aletas en secciones de perfiles I encajonados o cajones armados Placas laterales de perfiles I encajonados y paredes de cajones armados usados como diagonales	b/t b/t h/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Almas de perfiles laminados o armados en I usados como vigas y columnas ^[d] Placas laterales en perfiles I encajonados usados como vigas y columnas	h/t _w h/t	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	Para $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones en cajón armadas usadas para vigas y columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	
	Almas de perfiles en I laminados o armados usados como riostras	h/t _w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de pilotes de acero en H	h/t _w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	NA	
	Paredes de PTE circular	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y^{[f]}$	
Elementos compuestos	Paredes de miembros rectangulares rellenos	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de miembros redondos rellenos	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Relación viga débil – columna fuerte**

Para verificar que se cumpla el criterio de columna fuerte – viga débil, se deben cumplir los requisitos estipulados en la sección F.3.5.3.4.1 de la NSR-10, donde:

$$\frac{\sum M_{pcc}}{\sum M_{p,esp}} \geq 1$$

Donde:

$$\sum M_{pcc} = \sum Z_c * \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{p,esp} = \sum (1.1 * R_{yb} * M_{pb} + M_v)$$

Con:

Z_c = módulo plástico de la columna

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna

P_{uc} = carga ultima de la columna

R_{yb} = sobrerresistencia de la viga

M_{pb} = momento plástico de la viga

M_v

= momento adicional al proyectar el momento de la articulación plástica al eje de la columna

$$M_v = V_{pb} * S_h$$

$$V_{pb} = \frac{\sum (1.1 * R_{yb} * M_{pb})}{L_h} = \text{cortante plástico de la viga}$$

$$S_h = \text{distancia desde el eje de la columna a la rótula plástica}$$

$$= \frac{\phi c}{2} + 10 \text{ mm} + 2 \text{ in} + L_{st}$$

$$L_h = \text{distancia libre entre rótulas plasticas} = L_b - S_h$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 10. Requisito: columna compuesta fuerte - viga débil

Propiedades geométricas de la columna		
Diámetro (hcw)	508	mm
Zc	3116000	mm ³
Ag = As (sin concreto)	19762	mm ²
Fcy	322	MPa
Puc	19.31	tonf
Pyc	636	tonf
Momento plástico de la columna compuesta		
ΣM_{pcc}	1945818231	N*mm
ΣM_{pcc}	194.5	tonf*m
Momento plástico esperado		
Ry	1.1	mm ²
Mpb	767899912.5	N*mm
Lh	4391.6	mm
Vp	423157.5	N
Vp	42.32	tonf
Mv	257469589.3	N*mm
Mv	25.8	tonf*m
ΣM_{pesp}	1186628483	N*mm
ΣM_{pesp}	118.7	tonf*m
Requisito		
$\Sigma M_{pcc} / \Sigma M_{pesp}$	1.64	Cumple

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Resistencia de la zona de panel

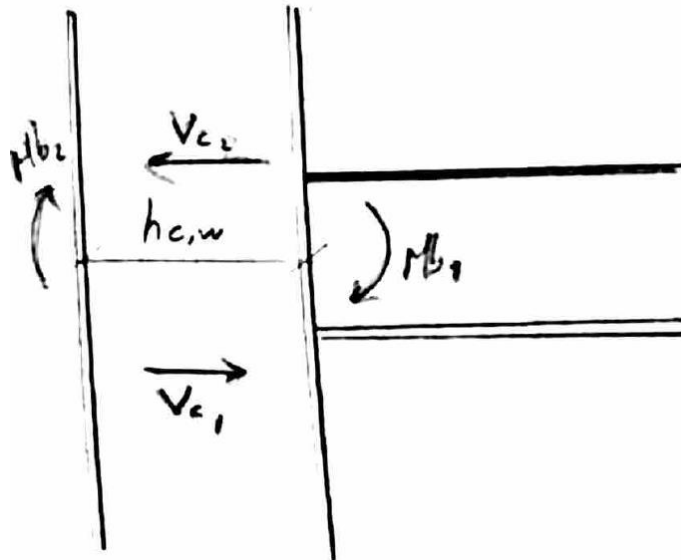


Ilustración 26. Zona de panel

Para verificar la resistencia a cortante de la zona de panel ($V_{c,w}$) dse debe cumplir:

$$V_{c,w}^* \geq V_{c,w}$$

Donde:

$V_{c,w}^* = \text{Resistencia}$

$V_{c,w} = \text{Fuerza de diseño en la zona de panel}$

La resistencia se calcula como:

$$V_{c,w}^* = A_{c,w} \sqrt{1 - n^2} * \frac{f_{c,y}}{\sqrt{3}}$$

Con:

$$A_{c,w} = 2 * (h_{c,w} - t_{c,w}) * t_{c,w}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$n = \frac{P_{uc}}{P_{yc}}$$

Donde:

$h_{c,w} = \emptyset \text{ columna}$

$t_{c,w} = \text{espesor de la columna}$

$f_{c,y} = \text{esfuerzo de fluencia de la columna}$

$P_{uc} = \text{carga axial actuante sobre la columna}$

$P_{yc} = \text{carga axial de fluencia de la columna}$

Y la fuerza de diseño es igual a:

$$V_{c,w} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b - t_{b,f}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2}$$

Donde:

$h_b = \text{peralte de viga}$

$t_{b,f} = \text{espesor de aleta de vigas}$

$M_{b1} = M_f = \text{momento máximo probable en la cara de la columna}$

$$M_f = M_{pe} + V_u S_{hf} = 108 \text{ tonf} * m$$

Ver Tabla 16.

M_{b2}

= momento máximo probable en la cara 2 de la columna (aplica cuando se tienen dos vigas)

$V_{c1} \text{ y } V_{c2} = \text{cortantes externos inducidos a la columna} = 0$

Tabla 11. Resistencia de la zona de panel

Propiedades geométricas de la columna		
Diámetro (h _{cw})	508	mm
espesor (t _{cw})	22	mm
E	200000	MPa
F _{cy}	322	MPa
P _{uc}	9.65	tonf
P _{yc}	636	tonf
Propiedades geométricas de la viga		
Peralte (h _b)	500	mm
Espesor de aleta (t _{bf})	16	mm
Resistencia zona de panel		
A _{cw}	21384	mm ²
n	0.015	N/A
V _{cw} *	3974.97	KN
V _{cw} *	397.50	tonf
Fuerza de diseño zona de panel		
M _{b1}	108.12	tonf*m
M _{b2}	0	tonf*m
V _{c1}	0	tonf
V _{c2}	0	tonf
h _b	500	mm
t _{bf}	16	mm
V _{cw}	223.38	ton

Como $V_{c,w} * \geq V_{c,w}$, la conexión cumple.

- **Momento plástico de la viga**

Calcular el momento máximo probable en la rótula plástica (M_{pr}) tal como se muestra a continuación:

$$M_P = Z_b * F_{yb}$$

Donde:

Z_b = módulo plástico de la viga

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

F_{yb} = esfuerzo de fluencia de la viga

Tabla 12. Momento plástico (Mp) de la viga

RESISTENCIA PROBABLE DE LA VIGA A FLEXION		
Endurecimiento	1	
Ry	1.1	
Fyp	350	Mpa
Fup	450	Mpa
Módulo plástico (Zx)	2193999.75	mm ³
Mp	767899912.5	N*mm
Cpr	1.14	
Mpe	96.5	Tonf*m

○ **Placa de extremo**

Tabla 13. Datos generales - Placa de extremo

Datos				
Generales		Viga	IPE500	ASTM A572 Gr50
L (luz libre)	9492 mm	Fyb	350	Mpa
L (desde ejes)	10000 mm	Fub	450	Mpa
		Ry	1.1	ASTM A572 Gr50
Platina y rigidizadores	ASTM A572 Gr50	Z	2193999.75	mm ³
Fyp	350 Mpa	h viga	500	mm
Fup	450 Mpa	tbw	10.2	mm
Sh inicial	292.1 mm	tbf	16	mm
Pernos		Columna	PTE 20"	ASTM A53 Gr B
Fupernos	875 Mpa	φc	508	mm
Npernos	8 und	Fyc	240	Mpa
		Fuc	350	Mpa
E acero	200000			

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Momento máximo probable en la cara de la columna**

$$M_f = M_{pe} + V_u S_{hf}$$

Donde:

$$M_{pe} = C_{pr} * R_{yb} F_{yb} Z_b$$

$$V_u = \frac{2 * MP_e}{L_f} + V_{gravitacional}$$

Con

R_{yb} = sobrerresistencia del material de la viga

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \rightarrow C_{pr} \leq 1,2$$

F_{ub} = esfuerzo último de la viga

L_f = luz libre a partir de la cara de la columna

$$S_{hf} = t_p +$$

L_{st} , ubicación de la rótula plástica a partir de la cara de la columna (inicialmente se toma de 11.5

- **Selección de dimensiones**

En la tabla 6.1 del documento de conexiones precalificadas de la AISC, se especifican las dimensiones mínimas (ancho, separación vertical y horizontal entre pernos, distancia al borde, entre otras) para la placa de extremo, en este caso aplican los criterios de la 8ES.

Tabla 14. Parámetros para las dimensiones de la placa de extremo. Tomado de:
(American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

TABLE 6.1. Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_p	2 1/4 (57)	1/2 (13)	1 1/2 (38)	1/2 (13)	2 1/2 (64)	3/4 (19)
b_p	10 3/4 (273)	7 (178)	10 3/4 (273)	10 3/4 (273)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 1/4 (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4 1/2 (114)	1 1/2 (38)	5 1/2 (140)	1 3/4 (44)	2 (51)	1 3/4 (44)
p_b	—	—	—	—	3 3/4 (95)	3 1/2 (89)
d	55 (1400)	25 (635)	24 (610)	13 3/4 (349)	36 (914)	18 1/2 (470)
t_{bf}	3/4 (19)	3/8 (10)	3/4 (19)	3/8 (10)	1 (25)	19/32 (16)
b_{bf}	9 1/4 (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 1/4 (311)	7 3/4 (197)

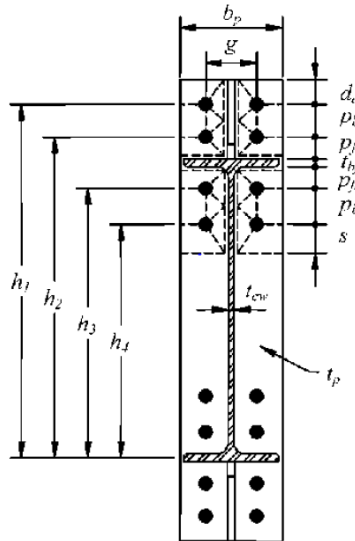
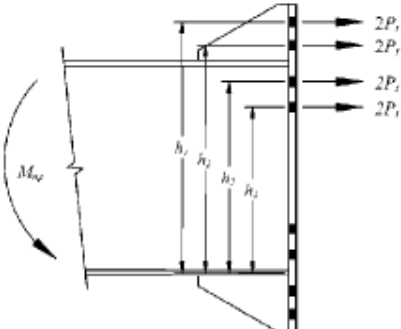
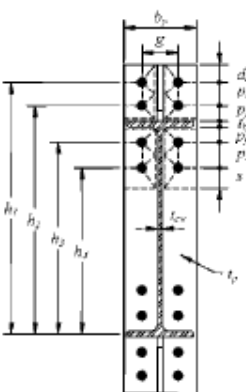
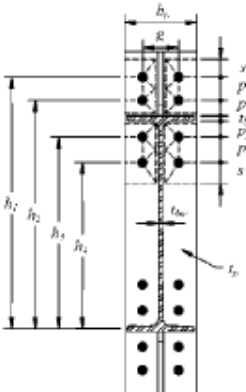


Ilustración 27. Geometría general de la placa de extremo. Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 15. Resumen y dimensiones generales de Endplate 8ES. Tomado de:
(American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

End-Plate Geometry and Yield Line		Bolt Force Model
Case 1 ($d_e \leq s$)	Case 2 ($d_e > s$)	
		

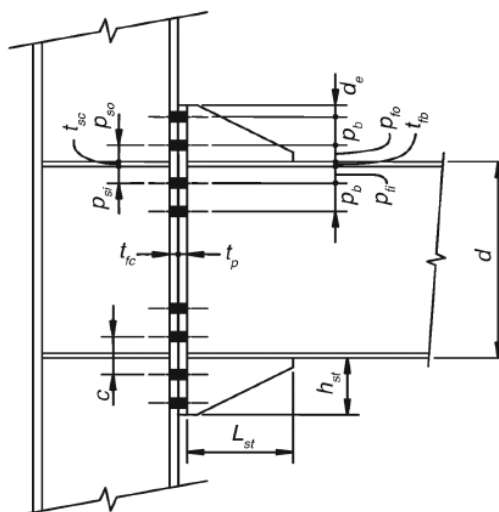


Ilustración 28. Geometría general Endplate 8ES (vista lateral). Tomado de:
(American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 16. Definición de M_f y dimensiones generales del Endplate.

Cálculos				
1. Definir miembros y calcular M_f			2. Seleccionar dimensiones de conexión y pernos a utilizar	
Cpr <= 1.2	1.14	N/A	Pb	90 mm
Mpe	965,359,890.00	N*mm	Pf0	45 mm
Mpe	96.54	tonf*m	Pfi	45 mm
P >=	19.31	tonf	g	130 mm
Vgravit	19.31	tonf	de	40 mm
Vu	39.65	tonf	bp	230 mm
Mf	108.12	tonf*m	h1	635 mm
			h2	545 mm
			h3	455 mm
			h4	225 mm

- Cálculo del diámetro mínimo requerido de los pernos**

Partiendo de la cantidad de pernos (en este caso $N = 16$), se determina la resistencia nominal a tracción y a cortante de los mismos ($F_{nt} = 0,75F_u$, $F_{nv} = 0,45F_u$) y se determina el diámetro mínimo requerido de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\phi_{req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi F_{nt}(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

Donde:

$$\phi = 0,75$$

M_f = momento calculado en el borde de la columna

F_{nt} = resistencia nominal a la tracción de los pernos

h_1, h_2, h_3, h_4
= distancia a las filas de pernos superiores, calculadas a partir de la aleta inferior de la viga

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Con base en los resultados obtenidos, se debe escoger un diámetro de pernos superior y que sea de fácil consecución en el mercado.

Tabla 17. Resistencia nominal para pernos. Tomado de: (Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

- **Cálculo del espesor mínimo de la placa de extremo**

Para determinar el espesor mínimo de placa requerido, debemos utilizar la siguiente ecuación:

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{1,1M_f}{\varphi_d(F_{yd} * Y_p)}}$$

Donde:

$$\varphi_d = 0,9$$

F_{yd} = *esfuerzo de fluencia de la placa*

Y_p = *línea de fluencia*

Para determinar la línea de fluencia, se debe determinarla siguiente propiedad (S):

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p * g}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Teniendo en cuenta que si $P_f > S$, entonces $P_{fi} = S$ y Y_p es igual a:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$$

Ilustración 29. Fórmula para cálculo de Y_p cuando $d_e > S$ (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

Sino, si $d_e \leq S$, Y_p es igual a:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$$

Ilustración 30. Fórmula para cálculo de Y_p cuando $d_e < S$ (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

Con base en los resultados obtenidos, se debe escoger un espesor de placa superior y que sea de fácil consecución en el mercado.

Tabla 18. Definición del diámetro de pernos y espesores de la placa de extremo

Cálculos			
3. Determinar diámetro de pernos requerido		5. Determinar espesor del endplate requerido	
Fnt	656.25 Mpa	φd	0.9 N/A
Fnv	393.75 Mpa	S	86.46 mm
φ	0.75	Yp	6582 N/A
φpreq	27.42 mm	tp req	23.95 mm
4. Seleccionar diámetro de perno		6. Seleccionar espesor de endplate	
φp	1 1/4 in	tp	1 in
φp	31.75 mm	tp	25.4 mm

- **Geometría del rigidizador**

- ✓ **Espesor mínimo requerido**

$$t_s = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

Donde:

t_{bw} = espesor del alma de la viga

F_{yb} = esfuerzo de fluencia de la viga

F_{ys} = esfuerzo de fluencia del rigidizador

Altura

Se debe cumplir que:

$$h_{st} \leq 0,56t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

✓ **Longitud**

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ}$$

✓ **Soldadura**

Para rigidizadores con espesores mayores a 3/8", la soldadura a aplicar debe ser de penetración completa.

Tabla 19. Definición geométrica del rigidizador

Cálculos		
7. Rigidizador		
7.1. Espesor del rigidizador		
ts min	10.2	mm
ts min	0.5	in
ts	12.7	mm
7.2. Geometría del rigidizador		
hst	170	mm
Lst	294.45	mm

• **Revisión de estados limites**

✓ **Rotura por cortante en pernos**

Se debe cumplir:

$$V_u < \phi_n R_n$$

Con:

$$R_n = N * F_{nv} * A_b$$

Donde:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$\varphi_n = 0,75$$

N = número de pernos sometidos a esfuerzos de cortante

$$A_b = \text{área de la barra} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

D = diámetro de los pernos, este fue determinado en el numeral 6.2

F_{nt} = resistencia nominal a la tracción de los pernos

✓ **Desgarramiento y aplastamiento**

Se debe cumplir:

$$V_u < \varphi_n R_n$$

Con:

$$R_n = n_i * r_{ni} + n_0 * r_{n0}$$

Donde:

n_i = número de pernos internos

n_0 = número de pernos externos

r_i = resistencia de pernos internos

r_0 = resistencia de pernos externos

Para determinar la resistencia de los pernos, se debe determinar cuál es el estado límite (desgarramiento o aplastamiento) que gobierna, para esto, se deben evaluar las siguientes ecuaciones:

$$r_{ni} = 1,2 * L_{ci} * t_p * F_{upernos} < 2,4 * d_b * t_p * F_{upernos}$$

$$r_{n0} = 1,2 * L_{c0} * t_p * F_{upernos} < 2,4 * d_b * t_p * F_{upernos}$$



Donde:

$$L_{ci} = P_b - d_b$$

$$L_{c0} = d_e - \frac{d_b}{2}$$

- **Soldadura**

- ✓ **Alma de viga a placa de extremo**

El cateto mínimo requerido para desarrollar el esfuerzo a flexión cerca de los pernos es:

$$D = \frac{0,6 * F_{yb} * t_{wb}}{2 * 1,392} \rightarrow \text{dieciseisavos de pulgadas} \left(\frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

El cateto mínimo requerido para resistir cortante es:

$$D = \frac{V_u}{2 * 1,392 * L_e} \rightarrow \text{dieciseisavos de pulgadas} \left(\frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

Donde:

$$L_e = \frac{d_b}{2} - t_{wb} \rightarrow \text{pulgadas (in)}$$

El cateto a utilizar debe ser el mayor de las anteriores condiciones.

- ✓ **Aletas a placa de extremo**

Para $t_{fb} > \frac{3}{8} \text{ in}$, se debe utilizar soldadura de penetración completa con respaldo en filete de $\frac{5}{16} \text{ in}$.

Tabla 20. Revisión de estados límites de placa de extremo

Revisión de estados limites							
8. Rotura por cortante de pernos			9. Desgarramiento y aplastamiento			10. Definición de soldadura	
φn	0.8	N/A	φn	1	N/A	Electrodo	E7018
Ab	791.7	mm2	n_i	4	und	Fe7018	490 Mpa
Rn	2,493,950.9	N	n_o	4	und	Pl cont.	13.0 mm
$\varphi n Rn$	1,870,463.2	N	9.1. Desgarramiento			(W)	
$\varphi n Rn$	187.0	tonf					
Cumple?	Si	r_{nid} (ext)	798,957	Mpa			
			r_{nod} (int)	330,899	Mpa		
			9.2. Aplastamiento				
			r_{nia} (ext)	870,966	Mpa		
			r_{noa} (int)	330,899	Mpa		
			9.3. Estado imite que gobierna				
			Estado límite: Desgarramiento				
			r_{ni} (ext)	798,957	N/A		
			r_{no} (int)	330,899	Mpa		
			Rn	4,519,422	Mpa		
			$\varphi n Rn$	3,389,567	N		
			$\varphi n Rn$	339	tonf		
Cumple?	Si						

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 21. Revisión de pandeo por flexión de la placa de continuidad

Diseño a compresión – Placa de continuidad			
1. Compresión - Pandeo por flexión			
1.1 Estimación inicial		1.2 Estimación real	
L platina	260 mm	ϕ	0.9
Condición	Simplemente apoyado en ambos extremos	tp supuesto	1.0 in
K	1	tp supuesto	25.0 mm
bp	230 mm	h	25.0 mm
Fyp	350 Mpa	I	299479.17 mm ⁴
tp min requerido >	4.5 mm	Ag	5750 mm ²
Fuerza que debe resistir la platina		r	7.22 mm
Mf	108.12 tonf*m	$(K * L) / r$	36.03
h	680 mm	Fe	1520.83 Mpa
F	159.00 tonf	Fcr	317.86 Mpa
		Pn	1827691.80 N
		ϕPn	164.49 tonf
		Cumple?	Si

Tabla 22. Revisión a carga axial de la placa de continuidad

Diseño a compresión – Placa de continuidad	
2. Tensión	
2.1. Fluencia por tensión	
ϕ	0.9
Rn	2012500 N
ϕRn	181.13 tonf
Cumple?	Si

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Ubicación de la rótula plástica**

La rótula plástica se presentará en la terminación del rigidizador, para lo que se debe calcular el L_{st} del mismo (AISC, 2003), el cual ya fue evaluado y corresponde a 294 mm contados a partir del borde de la placa de extremo.

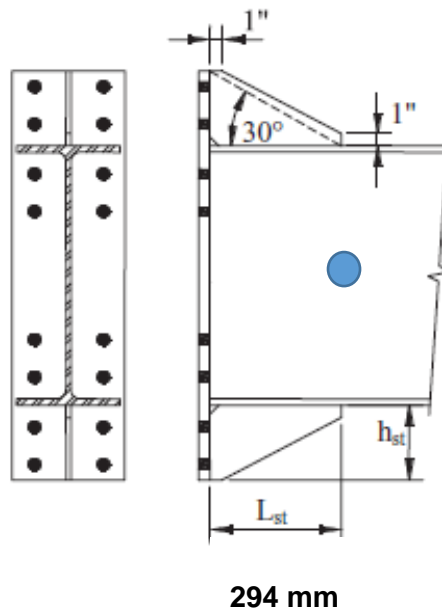


Ilustración 31. Ubicación de la rótula plástica. Tomado de: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2005)

3.4.4 Planos de proyecto

Con ayuda del software para dibujo de planos Tekla, se ha realizado el siguiente plano de proyecto, en el cual se detalla claramente cómo debe quedar la conexión junto con sus respectivas especificaciones:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

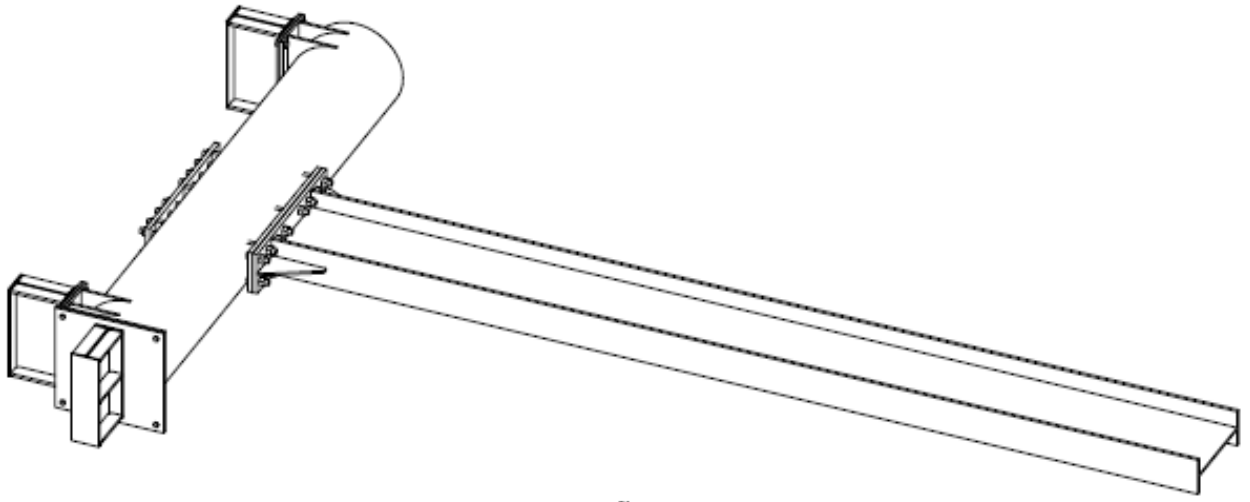


Ilustración 34. Vista 3D de la conexión

3.5 ENSAYO CÍCLICO EXPERIMENTAL

Teniendo en cuenta los requisitos establecidos en el numeral F.3.11.2 de la NSR-10 y mencionados en la sección 1.3.7 para la calificación de conexiones (de los cuales los más importantes se refieren a las dimensiones mínimas permitidas para los elementos, calidad de los materiales y resistencia de los mismos), se procede a revisar a las condiciones de carga y la instrumentación del ensayo experimental.

3.5.1 Montaje del ensayo

○ Diseño de los apoyos

Para la correcta realización del ensayo se debía asegurar que los anclajes que se realizarían asemejarían las condiciones reales a las que se ve sometida la conexión en un edificio real, es decir, se debía simular una columna articulada a mitad de entrepiso. Para tal fin, se propusieron dos apoyos laterales que permitieran rotación, la cual es generada por la aplicación de la carga del actuador por la longitud de la viga y uno inferior que asumiera la carga axial generada por esta. En la siguiente imagen se especifican las cargas para las cuales deben ser diseñados los apoyos:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

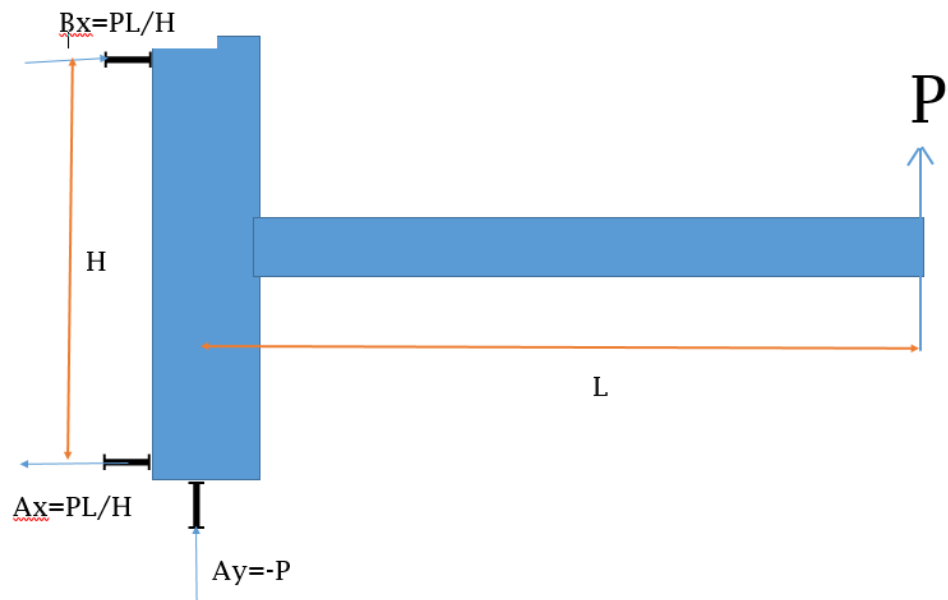


Ilustración 35. Fuerzas de diseño para apoyos

Si $P = 20$ tonf:

$A_y = -20$ tonf

$A_x = -B_x = 33$ tonf

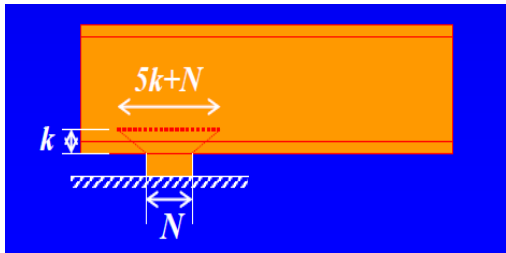


Ilustración 36. Apoyos laterales para el anclaje de la conexión.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Puesto que el ensayo se realizaría de manera horizontal a la placa de piso por limitaciones del laboratorio, se propusieron ménsulas ancladas y a su vez, conectadas a la columna mediante elementos laminados de sección en I (IPE300) y platinería. Estos elementos serán sometidos a cargas concentradas, por lo que se chequearon los siguientes estados límites:

Tabla 23. Datos para elementos de apoyo laterales

Datos		
Generales		
Pu	20 tonf	
L/2 (desde ejes)	5000 mm	
L columna	3000 mm	
Mu viga princ	100 tonf * m	
F = Ray = Rby	33 tonf	
Viga	IPE300	ASTM A572 Gr50
Fyb	350 Mpa	
Fub	450 Mpa	
Ry	1.1 ASTM A572 Gr50	
Z	628000 mm3	
h viga (hb)	300 mm	
tbw	7.1 mm	
tbf	10.7 mm	
b viga (bbf)	150 mm	
r	15 mm	
E acero	200000 Mpa	
		
Cargas concentradas		

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 24. Flexión local de aleta, fluencia local y arrugamiento del alma para apoyos laterales

Revisión de estados limites para las vigas					
1. Flexión local de aleta			2. Fluencia local del alma		3. Arrugamiento del alma
ϕ	0.9		ϕ	1	ϕ 0.75
N	500 mm		N	500 mm	N 500 mm
Aplicación fuerza	250 mm		K	25.7 mm	d 300 mm
Rn	250446.875 N		d	300 mm	0,5*d 150 mm
ϕRn	22.54 tonf		Aplicación fuerza	250 mm	Aplicación fuerza 250 mm
Cumple?	No		Rn	1402161.25 N	Rn 1533646.54 N
			ϕRn	140.22 tonf	ϕRn 115.02 tonf
			Cumple?	Si	Cumple? Si
Conclusión: Se requieren rigidizadores					

Tabla 25. Pandeo lateral del alma y pandeo del alma en compresión para apoyos laterales

Revisión de estados limites para las vigas			
4. Pandeo lateral del alma		5. Pandeo del alma en compresión	
ϕ	0.85	ϕ	0.9
Aleta comprim.	No restringida	d	300 mm
$hb*bbf/tbw*L$	1.267605634	0,5*d	150 mm
Mu	0 N * mm	Aplicación fuerza	250 mm
My	219800000 N * mm	Rn	239559.861 N
Cr	6620000 Mpa	ϕRn	21.56 tonf
Rn	229502.16 N	Cumple?	No
ϕRn	19.51 tonf		
Cumple?	No		
Conclusión: Se requieren rigidizadores			

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Teniendo en cuenta que los perfiles analizados (IPE300) no se comportan adecuadamente al verse sometidos a una carga concentrada en tensión pues se presentan problemas en las aletas, ni en compresión, pues se generan pandeos en el alma y que por la configuración del montaje y limitaciones de espacio, estos no deben ser más grandes, se decide darles rigidez mediante placas, por lo que se realiza el siguiente chequeo:

Tabla 26. Datos para análisis de rigidizadores de apoyos

Datos Rigidizador		
Generales		
F = Ray = Rby		33 tonf
Platina	ASTM A572 Gr50	
Fys		350 Mpa
Fus		450 Mpa
L rigidizador (Ls)		225 mm
b rigidizador (bs)		85.2 mm
E acero		200000 Mpa

Tabla 27. Revisión estados límites de rigidizadores de apoyos

Rigidizadores de extremo					
1. Compresión - Pandeo por flexión				2. Tensión	
1.1 Estimación inicial		1.2 Estimación real		2.1. Fluencia por tensión	
Ls	225 mm	ϕ	0.9	ϕ	0.9
Condición	Simple/ apoyado a ambos extremos	ts		Rn	465937.5 N
		supuesto	0.6 in		
K	1	ts	15.6 mm	ϕRn	41.93 tonf
bs	85.2 mm	I	27084.35 mm ⁴	Cumple?	Si
ts min		Ag	1331 mm ²		
requerido >	31.2 mm	r	4.51 mm		
		(K * L) / r	49.88		
		Fe	793.27 Mpa		
		Fcr	290.98 Mpa		
		Pn	387371.14 N		
		ϕPn	34.86 tonf		
		Cumple?	Si		

Sin embargo, estos elementos dificultarían la rotación del sistema y ya no se podría considerar con una articulación, por lo que se proponen de menor longitud al peralte de la viga (ver *Ilustración 37*).



Ilustración 37. Rigidizadores de apoyo lateral

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Por último, se revisaron los elementos que conectarían la viga del apoyo a la columna, los cuales corresponden a dos placas de apoyo en forma de media luna que abrazan moderadamente la columna y la placa de extremo que las une y las conecta con la placa de extremo de la IPE300.

Tabla 28. Placas de conexión de apoyos laterales (media luna)

Platinas de conexión			
Diseño a compresión (Pl media luna)			
1. Pandeo por flexión			
1.1 Estimación inicial		1.2 Estimación real	
L platina	260 mm	ϕ	0.9
Condición	Simple/ apoyado a ambos extremos	tp supuesto	0.5 in
K	1	tp supuesto	12.5 mm
b	250 mm	h	12.5 mm
tp min		I	40690 mm ⁴
requerido >	4.5 mm	Ag	3125 mm ²
Fyp	350 Mpa	r	3.61 mm
		$(K * L) / r$	72.05
		Fe	380.21 Mpa
		Fcr	238.09 Mpa
		Pn	744023 N
		ϕPn	66.96 tonf
		Cumple?	Si

Tabla 29. Placas de extremo para apoyos laterales

Platinas de conexión			
Diseño a tensión (Pl de extremo)			
2. Flexión local de aleta		3. Pernos requeridos	
ϕ	0.9	3.1. Tracción	
N	500 mm	ϕ	0.9
Aplicación fuerza	250 mm	Calidad pernos	A325
Fyp	350 Mpa	Fnt	620 Mpa
tp min requerido >	13.01 mm	ϕ_{per} supuesto	0.75 in
tp	0.6 in	ϕ_{per} supuesto	19.05 mm
tp	15.87 mm	Nper requeridos	3 und

El mismo análisis fue realizado para el apoyo inferior de la columna.

○ **Fabricación de la conexión**

El espécimen de prueba ensayado fue fabricado en la planta de Industrias del Hierro S.A y de manera posterior, transportado y ensamblado en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Ilustración 38. Fabricación de la conexión

Para el vaciado de concreto de la columna se realizó una mezcla en obra, teniendo en cuenta la siguiente dosificación de concreto para la cantidad requerida (0,8 m³):

Tabla 30. Dosificación de concreto

Dosificación para concreto de 42 Mpa		
Material	Cant requerida	Und
Cemento	423	kg
Arena	522	kg
Agregado de 3/4"	840	kg
Agua	152	kg

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Ilustración 39. Mezcla de concreto en obra

En la siguiente imagen se observa que el asentamiento obtenido fue de 10 cm, congruente con lo esperado.



Ilustración 40. Asentamiento de concreto

Para determinar la resistencia real del concreto, se realizaron pruebas de compresión a dos de los cilindros a los 7 días, obteniendo los siguientes resultados:



Ilustración 41. Ensayo a compresión de cilindros

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Ilustración 42. Resistencia obtenida para el cilindro 1 a los 7 y 14 días



Ilustración 43. Resistencia obtenida para el cilindro 2 a los 7 días y 14 días

La resistencia promedio obtenida a los 7 días fue de 12,25 MPa y a los 14 días de 17,3 MPa, lo cual nos permite inferir que a los 28 días ya habrá alcanzado la resistencia esperada de 21 MPa.

3.5.2 Historia de carga

El ensayo fue realizado con base en incrementos controlados del ángulo de deriva, teniendo en cuenta la siguiente historia de carga:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 31. Historia de carga

No. Ciclos	θ (rad)	Δ (mm)	Observaciones
6	0.00375	18.75	Requerimiento inicial
6	0.005	25	
6	0.0075	37.5	
4	0.01	50	
2	0.015	75	
2	0.02	100	
2	0.03	150	
2	0.04	200	
2	0.05	250	Incrementos progresivos de 0.01 rad cada 2 ciclos, hasta la falla
2	0.06	300	
2	0.07	350	
2	0.08	400	
2	0.09	450	
2	0.1	500	

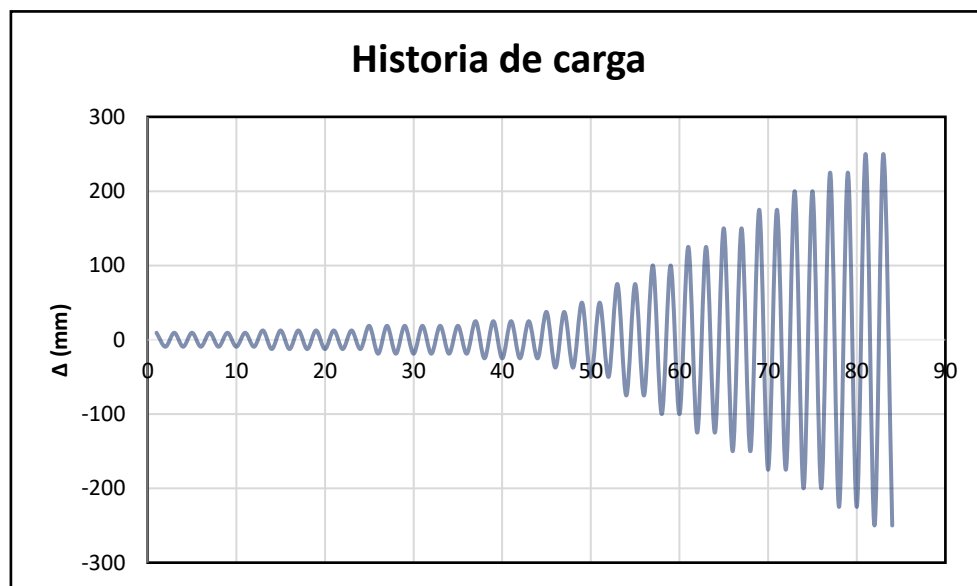


Ilustración 44. Historia de carga

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.5.3 Instrumentación y equipos

Para la aplicación de la carga se utilizó un actuador hidráulico de 300 KN de capacidad y 50 cm de recorrido total. En la siguiente tabla, se resumen las características más importantes de este:

Tabla 32. Datos del actuador de carga

CARACTERISTICAS DEL ACTUADOR DINÁMICO	Valor
Carga máxima actuador dinámico (KN)	300
Carga útil real (KN)	270
Longitud mínima para generar Mpr (m)	0.358
Longitud definitiva para Mpr (m)	5.0
Carga útil a aplicar (KN)	19.3
Longitud no arriostrada (m)	2.3
Mpe de viga IPE 500 (KN)	96.54

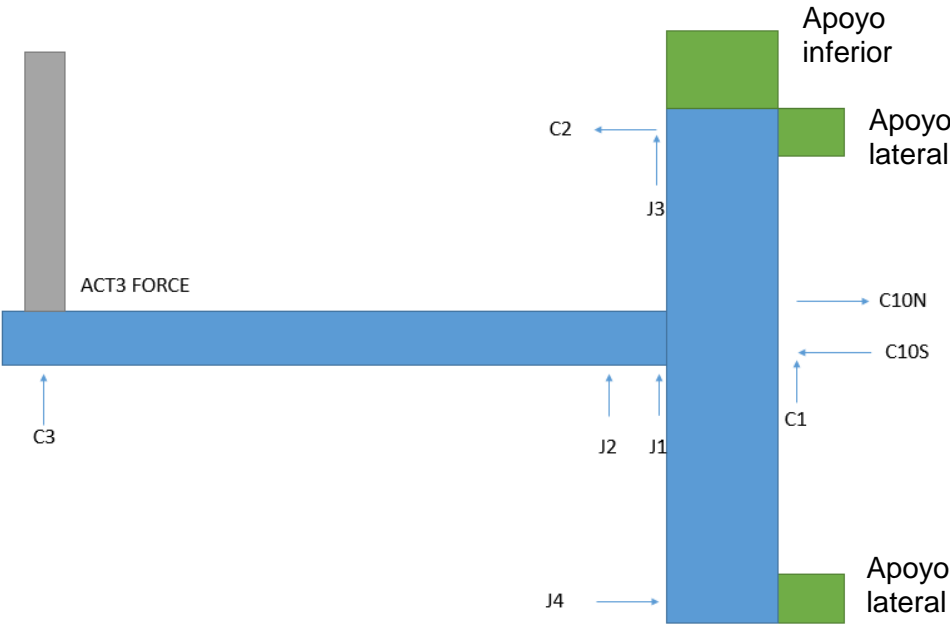


Ilustración 45. Localización de los sensores y ubicación de apoyos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Se utilizaron potenciómetros de cuerda para medir longitudes y de esta manera poder determinar la rotación, los desplazamientos de los apoyos y calcular la rigidez de la conexión, tal como se presenta en la siguiente sección.

3.5.4 Montaje de la conexión

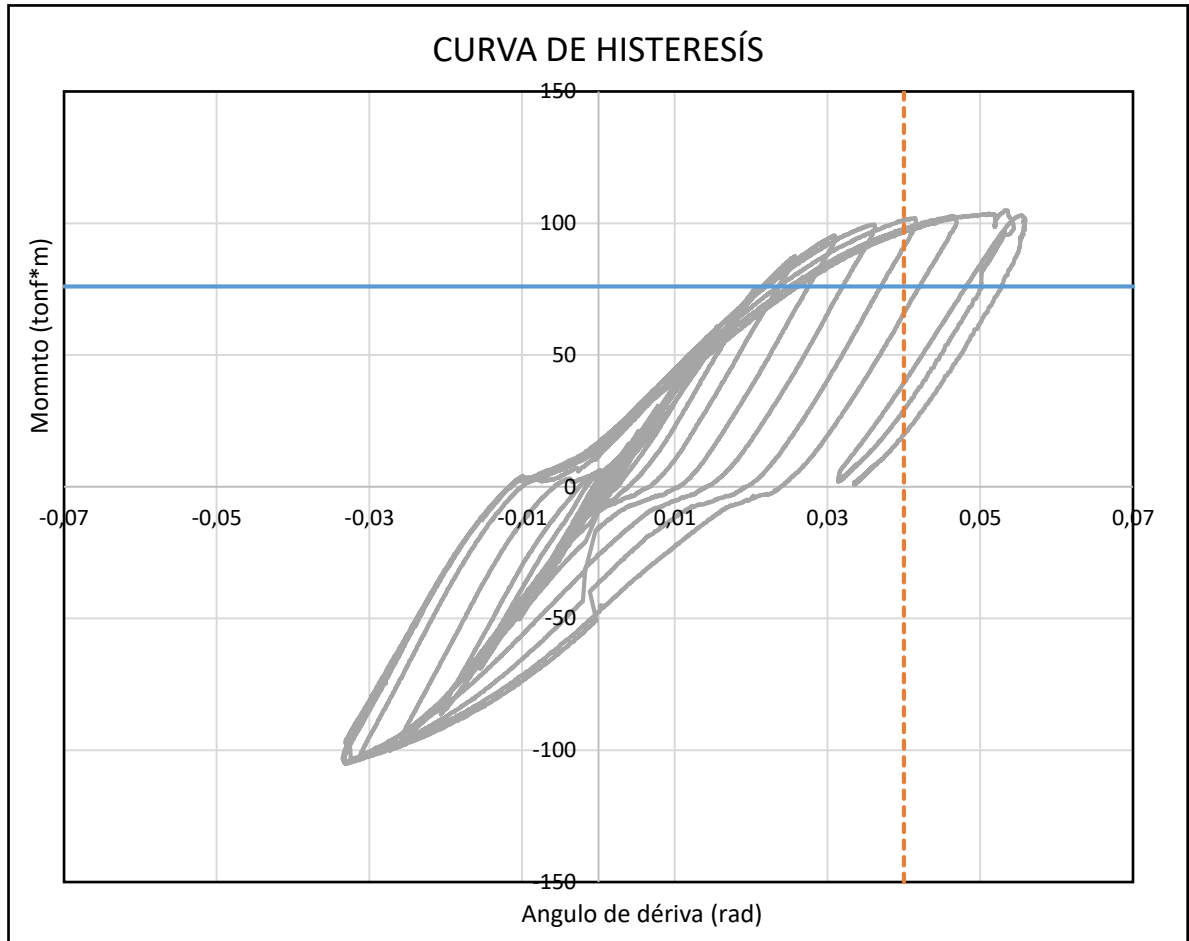
Uno de los principales problemas presentado durante el montaje de la conexión fue que la capacidad del equipo de izaje utilizado, teniendo en cuenta las limitaciones de infraestructura del laboratorio (pues no se contaba con una zona segura cerca de la losa para el anclaje del mismo), no fue suficiente para el movimiento de toda la conexión (viga + columna), por lo que se tuvo que ubicar y anclar de manera inicial la columna (como un elemento independiente), lo cual dificultó el posterior ensamble de la viga y aún más el tensionamiento de una de las líneas de pernos. Debido a que el espacio entre estos y la losa de reacción era muy reducido, se limitó la utilización de herramientas o equipos que garantizaran un pretensionamiento adecuado.



Ilustración 46. Montaje del espécimen y actuador dinámico

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.5.5 Análisis y resultados del ensayo experimental

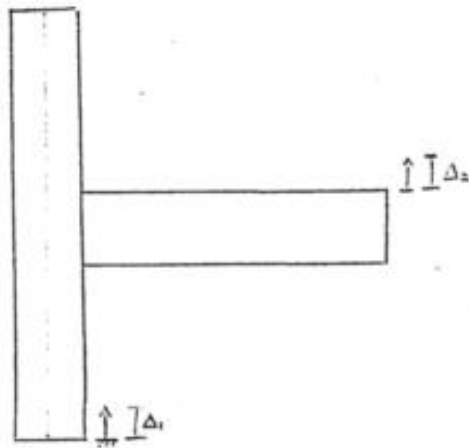


Gráfica 1. Curva de histéresis inicial $M - \theta$ (sin correcciones)

Durante el ensayo se presentaron movimientos en los apoyos que reflejan discontinuidades y distorsiones en la curva de histéresis (tal como se evidencia en la Gráfica 1). Teniendo en cuenta la información obtenida a partir de los sensores C3 – J3 y C2 – J4, a continuación se presenta la metodología utilizada para determinar dichos desplazamientos por ciclo y realizar las correcciones pertinentes que permitan una correcta lectura del comportamiento de la conexión.

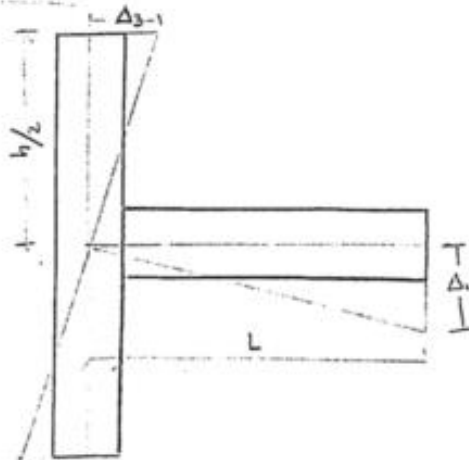
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Corrección 1



$$\Delta_{f_1} = \Delta_2 - \Delta_1$$

Corrección 2



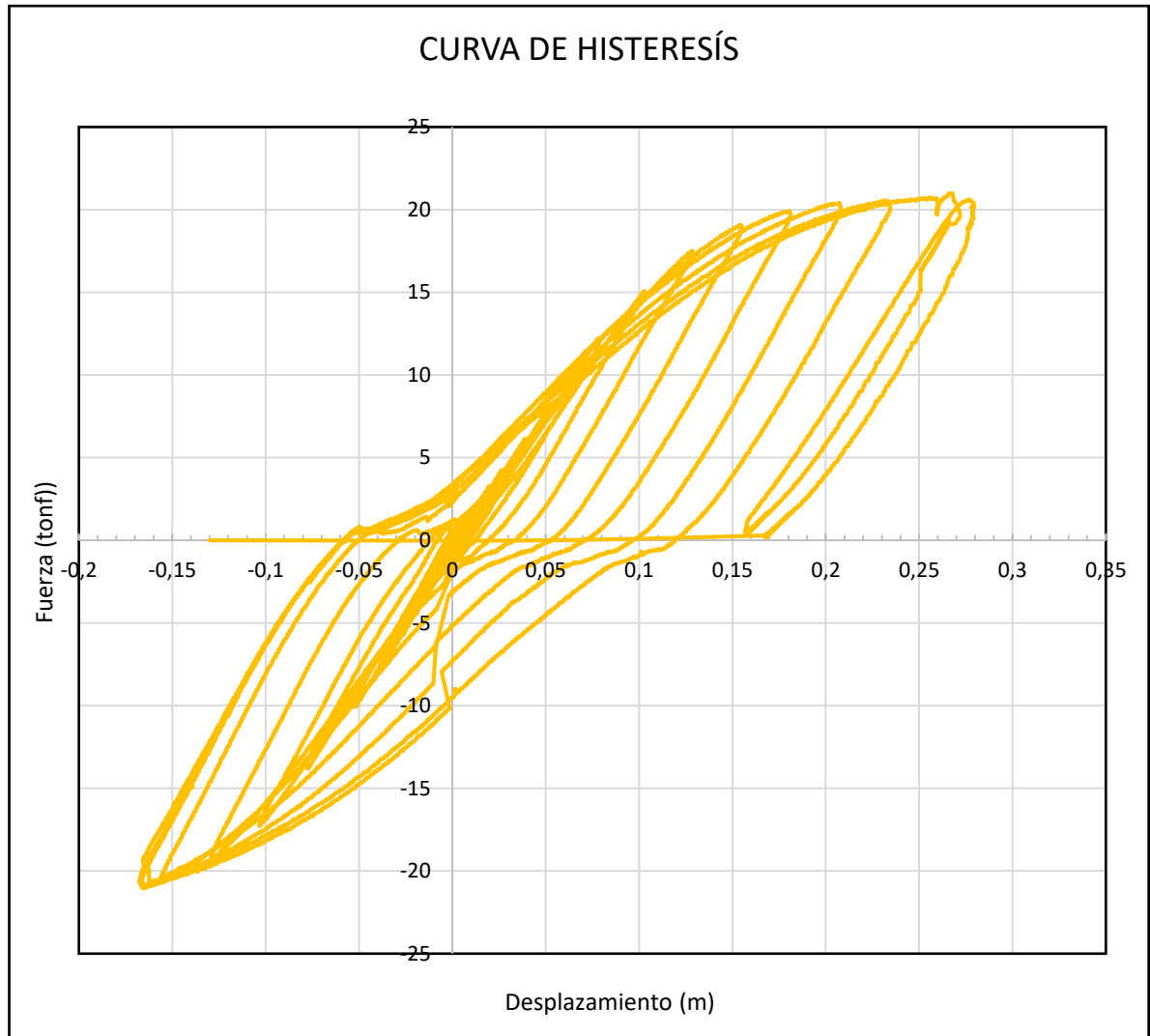
$$\frac{\Delta_3}{h/2} = \frac{\Delta_4}{L}$$

$$\Delta_4 = \frac{2\Delta_3}{h}$$

$$\Delta_{f_2} = \Delta_{f_1} - \Delta_4$$

Ilustración 47. Cálculo de desplazamiento de apoyos.

A continuación, se presenta la gráfica de fuerza aplicada vs desplazamiento obtenido en el extremo de la viga:



Gráfica 2. Curva de histéresis (Fuerza – Desplazamiento)

El primer signo de fluencia de la conexión se empezó a presentar en la aleta superior de la viga, a los 0.022 rad, cuando este elemento, en su extremo libre, alcanzaba una deformación de 110 mm para una carga aplicada de 13 tonf. Al aplicar una carga de 20 tonf se alcanzó una rotación de 0.04 rad; correspondiente a un desplazamiento de 200 mm y se empezó presentar pandeo local en ambas aletas. Sin embargo, no fue muy representativo visualmente ya que la pintura no se desprendía con facilidad tan solo presentaba

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

hormigueos, que en dicho punto ya se habían propagado al alma. No se pudo observar una disminución excesiva en la resistencia del espécimen puesto que al alcanzar una rotación de 0.05 rad (25 mm), el actuador alcanzo su máximo recorrido y fue necesario detener el ensayo. Esto puede ser apreciado en las siguientes imágenes:



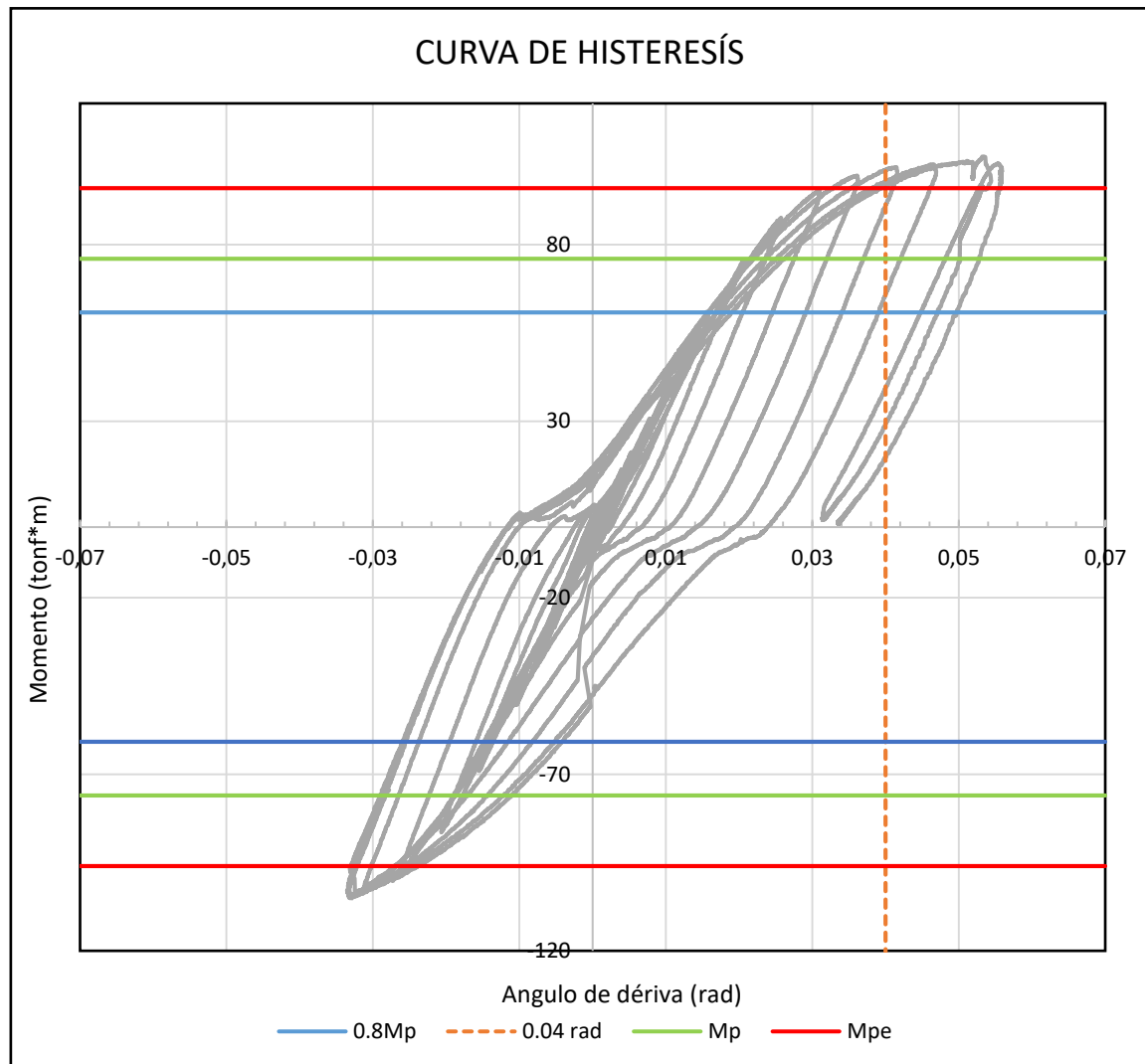
Ilustración 48. Pandeo local de las aletas



Ilustración 49. Evidencia desprendimiento de pintura

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Luego de realizar las correcciones mencionadas anteriormente, la curva Momento – Rotación para la conexión es la siguiente:



Gráfica 3. Curva de histéresis (Momento – Rotación)

Como se puede observar, la curva de histéresis no presenta simetría entre los cuadrantes I y III. Esto se debe a que en los últimos ciclos del ensayo se presentaron inconvenientes con el equipo utilizado para la aplicación de la carga, puesto que, por condiciones de montaje su capacidad y recorrido en uno de los sentidos fue mucho mayor (250 mm) que en el otro (160 mm).

En la Gráfica 3 se evidencian diferentes tipos de comportamiento, el primero de ellos está basado en un comportamiento elástico, que va desde el primer ciclo hasta el ciclo 24, el

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

cual corresponde a un ángulo de deriva de 0.022 rad. Debido a que el nivel de deformación va aumentando, la estructura comienza a localizarse en el rango plástico e inelástico, en el cual se puede observar una sobrerresistencia debida al endurecimiento por deformación de la conexión hasta que la resistencia máxima fue alcanzada.

Adicionalmente, en la Gráfica 3 se puede observar que ante un ángulo de deriva de 0.04 rad, la resistencia a la flexión de la conexión en la cara de la columna supera ampliamente el 80% del momento plástico (M_p), lo cual satisface el requerimiento de la NSR-10 para la calificación de conexiones pertenecientes a pórticos resistentes a momento con disipación de energía especial (PRM-DES).

El momento máximo presentado en la conexión fue de 101 tonf*m y la rotación máxima alcanzada fue de 0.05 rad.

El deterioro de la capacidad o resistencia de la conexión, tal como se mencionó anteriormente, se evidencio en el pandeo local de las aletas de la viga y desprendimiento de la pintura de cal en la zona donde se debía presentar la rótula plástica:



Ilustración 50. Ubicación rótula plástica

Tal como se definió en el diseño, la rótula plástica se formó en la viga. En la Ilustración 50 se observa que la zona afectada comprendía 25 cm aproximadamente y se presentó justo después del rigidizador.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A pesar de que la conexión superó el 80% del momento plástico ante un ángulo de deriva del 0.04 rad, durante el ensayo experimental se observó un comportamiento anormal del espécimen, ya que los pernos al ser sometidos a compresión se aflojaban y se tensionaban nuevamente al someterse a tracción. Dicho fenómeno se pudo presentar por un posible aplastamiento del concreto.

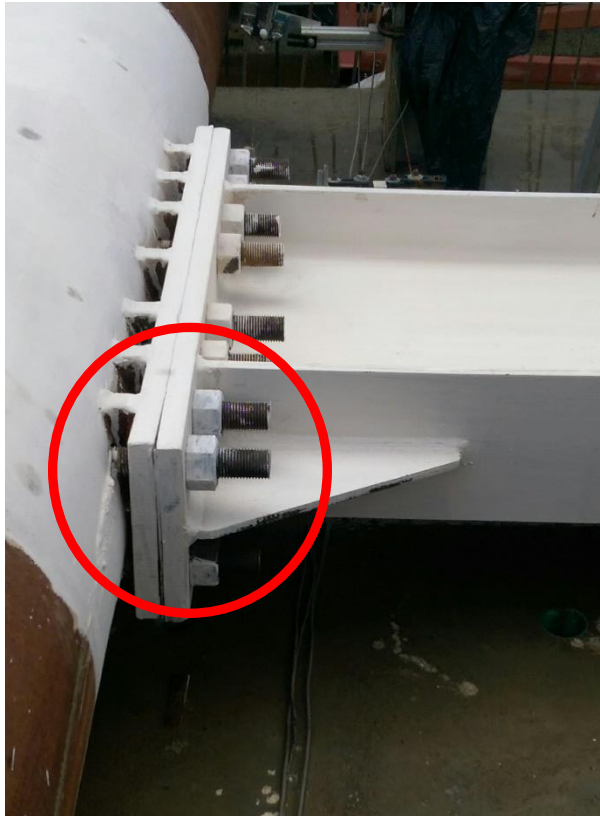
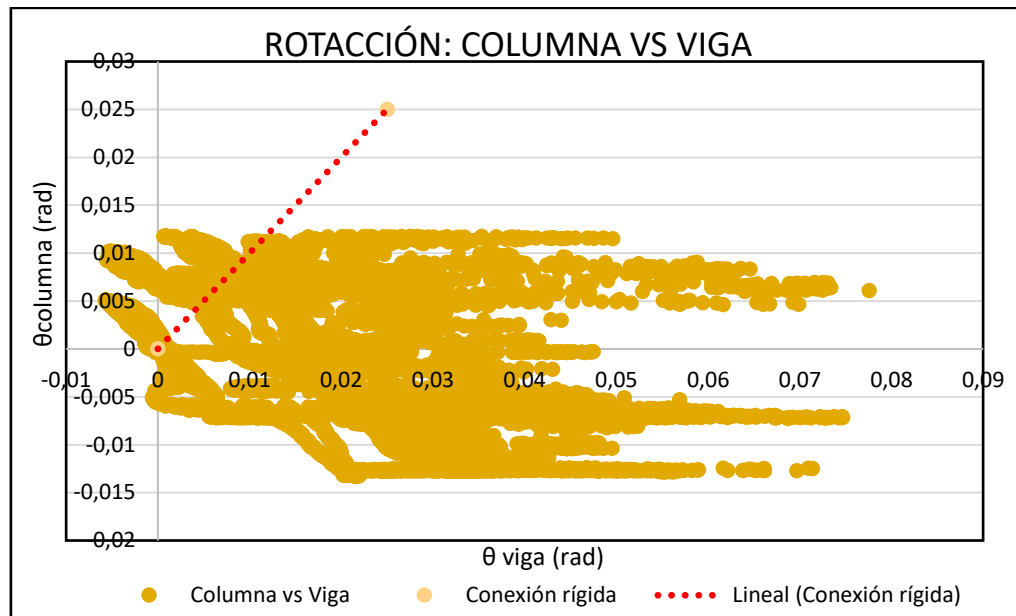


Ilustración 51. Problema de apriete de pernos presentado durante el ensayo experimental

Teniendo en cuenta esta condición y que no fue posible llevar la conexión hasta la falla, se hace necesario evaluar la rigidez de la misma; verificando la rotación de la viga con respecto a la columna, y definir si la zona de panel contribuyó en la deformación plástica del espécimen (presentando distorsión).

Para determinar la rigidez de la conexión, a partir de las mediciones obtenidas por los sensores J1, J2, C10N y C10S, se grafica la rotación de la viga vs la rotación de la columna respectivamente. A continuación se presenta el resultado obtenido:

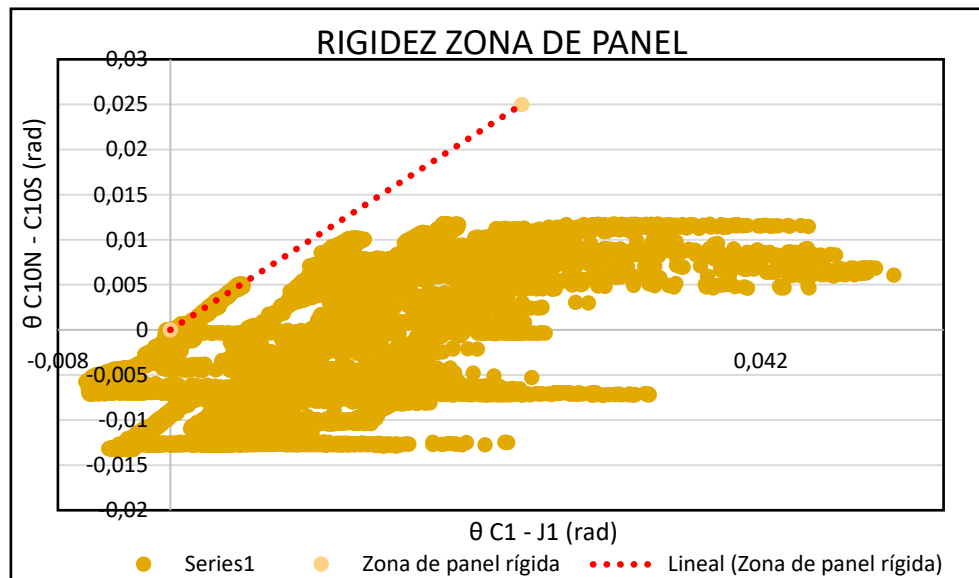
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Gráfica 4. Rigidez de la conexión (rotación de columna vs rotación de viga)

Se observa una mayor deformación en la viga que en la columna. Al no presentarse un comportamiento lineal, se puede inferir que la conexión no es completamente rígida.

Para determinar la rigidez en la zona de panel se comparan y se grafican las rotaciones calculadas entre C1-J1 y C10N-C10S.



Gráfica 5. Rigidez zona de panel

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Esta gráfica evidencia que la zona de panel no se comportó como una unidad rígida y que durante el ensayo esta presentó distorsión angular, posiblemente por aplastamiento del concreto o falta de tensionamiento en los pernos.

Para determinar la deformación por cortante de la zona de panel, tenemos:

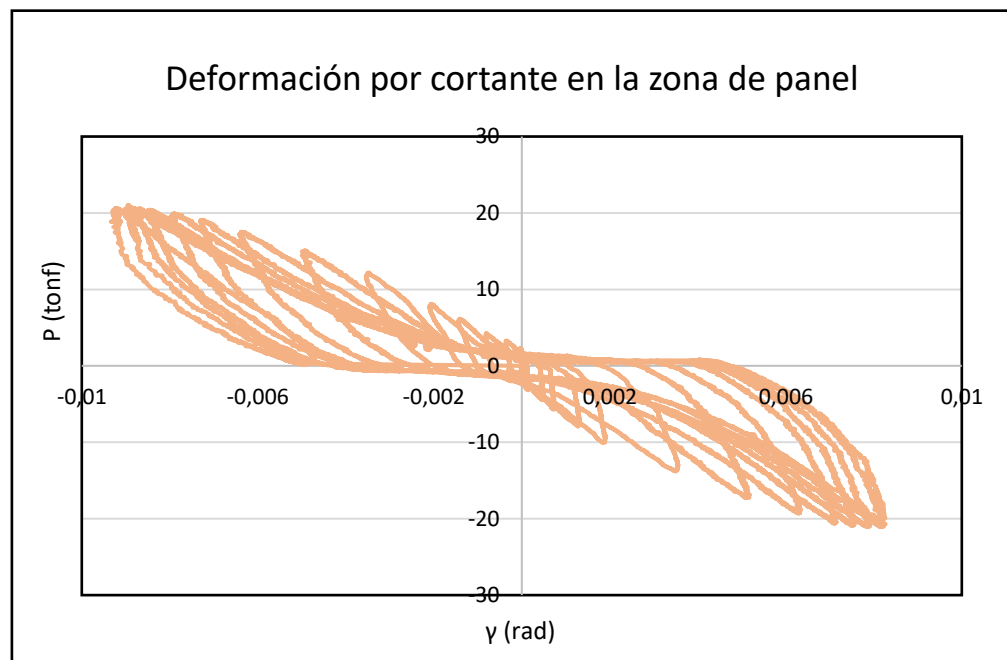
$$\gamma = \frac{(\Delta_{C10N} + \Delta_{C10S}) * \sqrt{a^2 + b^2}}{2ab}$$

Donde:

a: dimensión de la zona de panel en dirección horizontal en mm

b: dimensión de la zona de panel en dirección vertical en mm

(Posada & Pabón González, 2004).

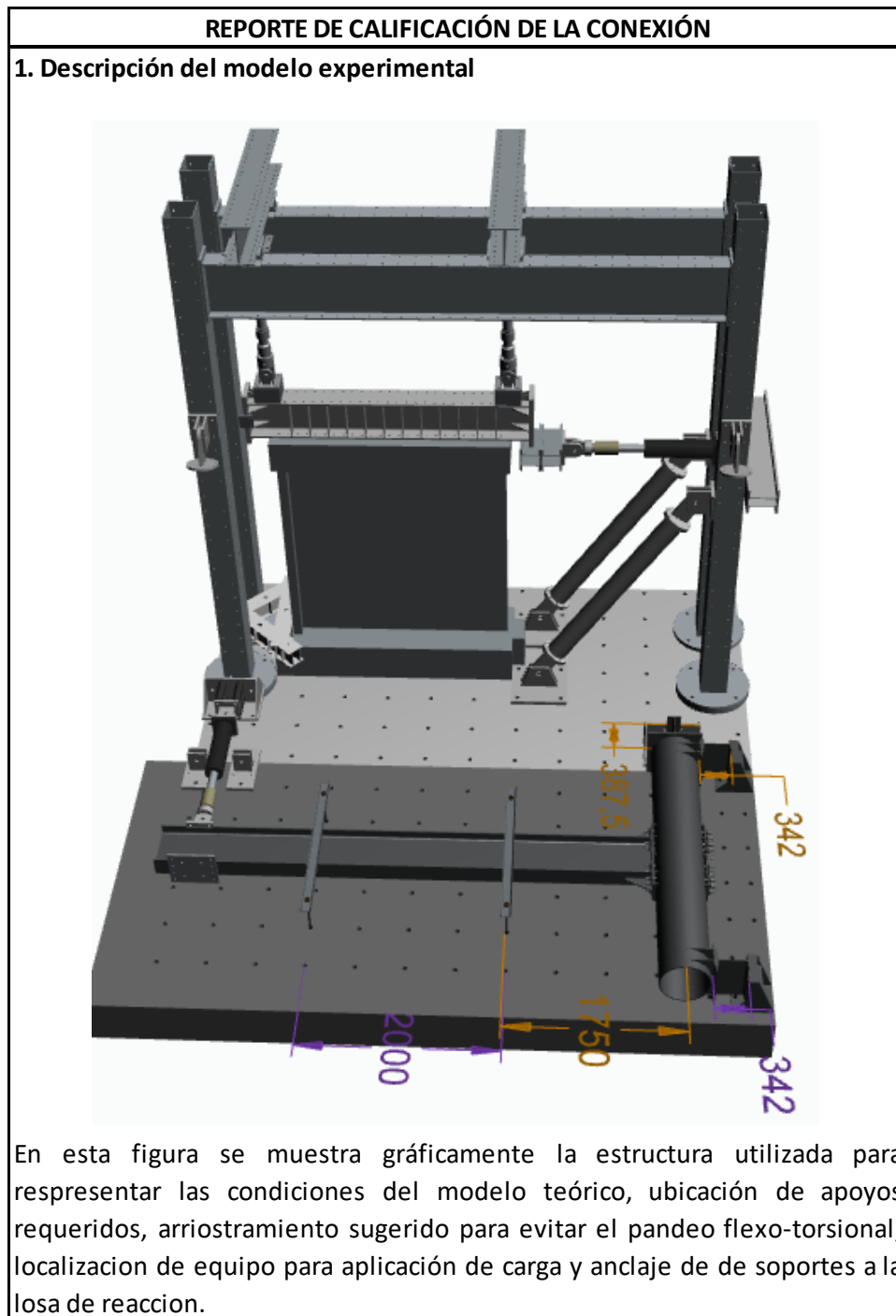


Gráfica 6. Deformación por cortante en la zona de panel

Al graficar la carga aplicada vs la deformación presentada en la zona de panel, podemos observar que a medida que incrementan los ciclos de carga, la deformación es mayor, lo cual indica que está contribuyendo en la deformación plástica y por ende en la disipación de energía de la conexión, lo cual no es un comportamiento ideal.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.6 REPORTE DE CALIFICACIÓN



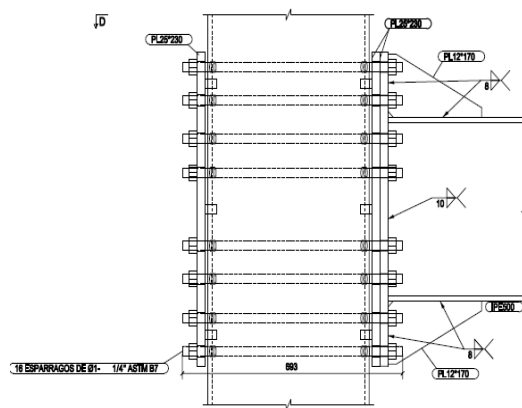
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2. Descripción detallada de la conexión

Conexión rígida de una columna tubular redonda rellena de concreto y una viga en perfil laminado de sección en I, con placa de extremo y pernos pasantes.

La viga en un perfil IPE 500 en calidad ASTM A572 Gr 50, la columna es un tubo de 20 in de diametro, 12,7 mm de espesor en calidad ASTM A53 Gr B. El endplate considerado es del tipo 8ES, el cual consta de 16 pernos pasantes de 1 1/4 in ASTM A193 Gr B7 y una placa de extremo ASTM A572 Gr 50 de 1 in de espesor.

El diseño detallado de los elementos de la conexión se presenta en la sección 3.4.3.



3. Variables esenciales del ensayo

Los puntos de inflexión entre el modelo teórico y el experimental coinciden de acuerdo con el comportamiento sísmico esperado.

Para la determinación del tamaño del espécimen de prueba, se considero la capacidad de los elementos pertenecientes al laboratorio donde se realizarían las pruebas experimentales, tal como se explica en la sección 3.1.

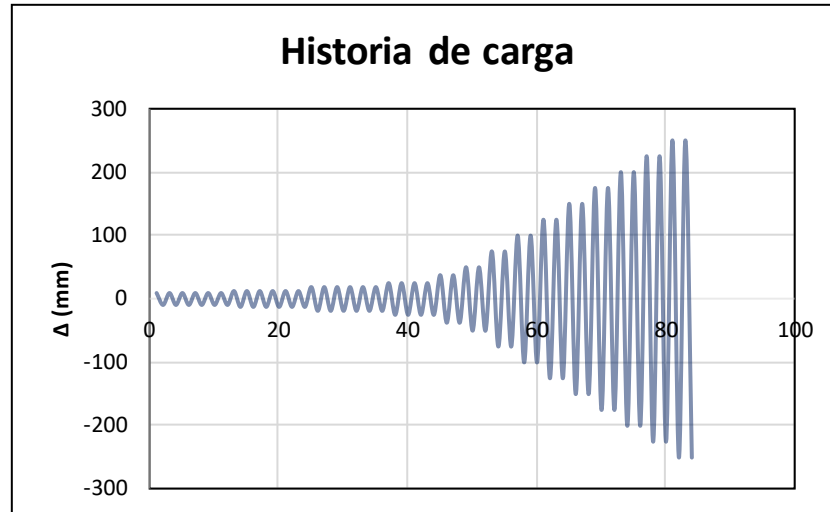
El tamaño de los miembros cumple con lo establecido en el numeral F.3.11.2.1 de la NSR-10, donde se especifica que el peralte de la viga debe mayor al 90% del elemento teórico y el peso mayor al 75%. Dicho requisito se cumple por exactitud puesto que se uso el mismo tipo de elemento, de igual forma sucede con los detalles de conexión (pernos, placas, atiesadores). Adicionalmente, se garantizó que las relaciones ancho - espesor para la viga y la columna cumplieran con el requerimiento de secciones compactas.

Puesto que en la sección F.3.11.2.4.2 de la NSR-10 se sugiere la no utilización de los valores reportados por los fabricantes en los certificados de calidad. Se verificó mediante pruebas de tracción que el esfuerzo de fluencia se encontrara dentro de un rango de +15% y -15% del valor teórico.

La soldadura se aplico en taller bajo los procedimientos y requerimientos de la sección D1.1 del código AWS (American Welding Society).

4. Protocolo de desplazamientos

Para este ensayo se siguió la historia de carga sugerida por la NSR-10 para conexiones viga-columnas resistentes a momento.



El protocolo se diseñó para llegar a una rotación un poco superior a la requerida para la calificación (0.05 rad), lo cual corresponde a un desplazamiento máximo de 250 mm.

5. Soldaduras de demanda crítica

Estas se asocian a los elementos que conforman el sistema de resistencia sísmico.

Para la conexión de la viga a la placa de extremo se siguieron las siguientes especificaciones:

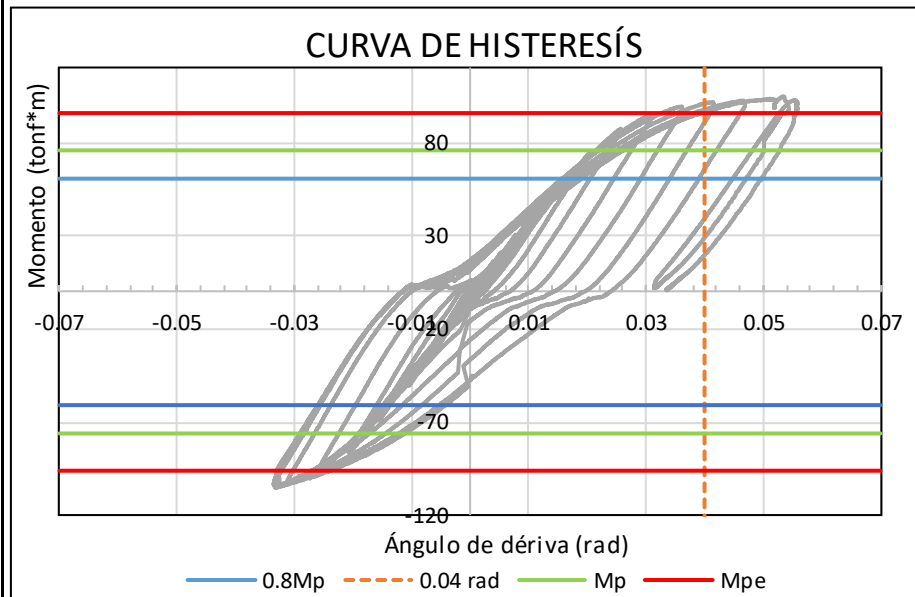
- * Para unir las aletas de la viga a la placa de extremo, se debe utilizar soldadura de penetración completa.
- * Para unir el alma de la viga a la placa de extremo, se puede utilizar soldadura de files.

6. Zonas protegidas de la conexión

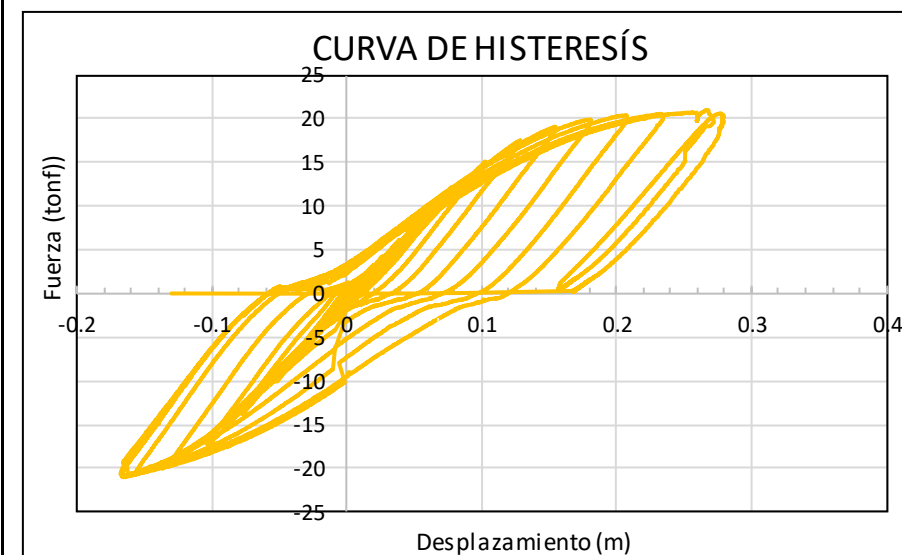
Estas zonas se presentan desde la cara de la columna hasta 1.5 veces el peralte o la altura de la viga, contados a partir del punto teórico en el cual se presentará la rótula plástica.

En dichas zonas no se permite la instalación de elementos ajenos a los detalles de conexión, tales como: ductos, conectores de cortante, anclajes para fachadas, etc. Esto fue validado en el espécimen de prueba.

7. Curva de histéresis: momento - rotación



8. Curva de histéresis: fuerza - desplazamiento



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

9. Rotación inelástica desarrollada por el espécimen

Resumen de los resultados de los ensayos cíclicos - Primer y tercer cuadrante						
Mpe	MP	θ Mp	0.8Mp	θ 0.8Mp	Mmáx	θ Mmáx
(tonf*m)	(tonf*m)	(rad)	(tonf*m)	(rad)	(tonf*m)	(rad)
96.5	76.7	0.02	60.8	0.017	101	0.05

10. Descripción de fallas y fenómenos presentdos durante el ensayo

- 1) El primer simbolo de falla se refiere a la formación de la rótula plástica en la viga, cerca al sitio esperado (aproximadamente a 25 cm del extremo del elemento)
- 2) Se presentaron deformaciones inelasticas en las las aletas y en el alma de la viga
- 3) En los ultimos ciclos de carga, los arriostraminetos se flectaron y permitieron que la viga sufriera una pequeña torsión.
- 4) Los pernos sometidos a compresión se aflojaron por aplastamiento del concreto

No fue posible identificar más fenómenos de falla puesto que por restricciones del montaje no fue posible aplicar deformaciones ampliamente superiores a 0.04 rad.

11. Modo de falla del espécimen

El espécimen de prueba cumplio con la secuencia de plastificación esperada, puesto que las primeras deformaciones inelásticas presentadas se generaron en la viga, cerca del punto en el cual se esperaba la formación de la rótula plástica (Sh), aproximadamente a 250 mm del extremo del elemento conectado a la columna; correspondiente al peralte de la viga entre dos ($db/2$) y cercano a los 294 mm que es el punto donde termina el rigidizador. No fue posible apreciar las fallas presentadas de inmediato, puesto que la pintura utilizada no se desprendia con facilidad, sin embargo, en la zona de rotulación se presentaron hormigueos tanto en las aletas como en el alma de la viga. Estos se puede observar en las imagenes del numeral anterior.

12. Resultados de los ensayos de los materiales

De acuerdo a lo especificado en el numeral F.3.11.2.1 de la NSR-10, se extrajeron probetas de las aletas de la viga del espécimen de prueba y fueron sometidas a pruebas de tracción en la Universidad de Antioquia, arrojando como resultado un F_y promedio de 387,6 MPa, superior al 15% de la fluencia esperada ($R_y \cdot F_y$) requerido. (Ver anexo 2 - Pruebas de tracción)

UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA

Nombre de producto	Patin Inf 1	Operador	Walter Villaneda
Cliente	InHierro	Fecha de informe	10/6/2017
Temperatura	24°C	Humedad:	42%
Modo de Ensayo	Sencillo	Tipo de ensayo	Traccion
Velocidad	6mm/min	Forma	Plana

Nombre Parametros	Carga Maxima Calc. at Entire Areas	Esfuerzo Maximo Calc. at Entire Areas	Carga Fluencia 0.2 %	Esfuerzo Fluencia 0.2 %
Unidad	N	MPa	N	MPa
Patin Inf 1	102590	547.145	72669.0	387.568

Nombre Parametros	Deformacion	Estriccion
Unidad	%	%
Patin Inf 1	37.0000	63.7333

Nombre de muestra	Espesor	Anchura	Longitud calibrada
Unidad	mm	mm	mm
Patin Inf 1	12.5000	15.0000	50.0000

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El material de aporte utilizado en las soldaduras del sistema de resistencia sísmica debe cumplir con una tenacidad mínima de 27 J a 18 °C y para soldaduras de crítica 54 J a 20 °C, dicha condición debe ser verificada en certificados de calidad. (Ver anexo 2 - Certificado de calidad soldadura)

Mechanical tests, all weld metal					According to EN10204 2.2				
Tensile testing					Impact testing				
Cond.	Temp. °C	Rp0.2 MPa	Rm MPa	A5 %	Cond.	Temp. °C	KV J	Temp. °C	KV J
AW	21	472	551	26	AW	20	130	130	73

Diffusible hydrogen

According to EN10204 3.1

HDM as Manufactured

3.1 ml/100g

INHIERRO
INDUSTRIAL DE OBRAS DE ACERO

DEPARTAMENTO CALIDAD

CUMPLE: ALOS 5.18

OBRA: VALIDS

Q.C. 3760 PINA

CANT. VIA DE

REMARKS

INCLUIR

4. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- La conexión estudiada presenta múltiples ventajas para estructuras con requerimientos arquitectónicos de espacios amplios (grandes luces) y estructuras limpias, con poco o nulo arriostramiento.
- Se cumplió con el requerimiento especificado en la NSR-10 para calificar la conexión en pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación de energía especial (PRM-DES). Sin embargo, se observó una deformación en la conexión debido al comportamiento de la zona de panel y destensionamiento presentado en los pernos.
- La conexión analizada califica para ser utilizada en estructuras de pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación de energía especial (DES) como sistema de resistencia sísmico, en zonas de amenaza intermedia y alta. Sin embargo, a falta de un mayor rango de las variables involucradas, los resultados de esta calificación deben ser sometidos al criterio del ingeniero para configuraciones distintas a la ensayada.
- El comportamiento de la conexión fue dúctil, tal como se esperaba y como fue planteada desde el diseño. Inicialmente se presentó una deformación plástica en las aletas de la viga que se fue propagando hacia el alma a medida que se incrementaban los ciclos de carga y el desplazamiento aplicado. También se evidencia un aporte a la ductilidad en la zona de panel, tal como muestra la Gráfica 5.
- La ductilidad medida para la conexión fue del orden de 1,8. Aunque el coeficiente de ductilidad R considerado en el diseño estructural del edificio fue de 5,25, el factor R “real” solo puede obtenerse al hacer un análisis Pushover que considere las redundancias del sistema.
- De acuerdo a los resultados experimentales, la rigidez de la conexión no es la ideal. Esto puede deberse a las dificultades presentadas para el tensionamiento de los pernos durante el montaje, pero también a la deformación del tubo y el concreto sometido a compresión.
- Se debe tener especial cuidado en las condiciones y en la secuencia de montaje puesto que esto puede afectar de manera considerable los resultados finales. Este debe garantizar las condiciones teóricas del modelo. En este caso, por la dificultad del montaje, es muy probable que no se hayan conseguido las condiciones de pretensionamiento requeridas en los pernos, lo cual redundó en una reducción importante en la rigidez de la conexión.
- Para futuras investigaciones con la misma configuración de columna circular y viga laminada se recomienda estudiar una conexión viga columna con diafragma exterior que se esperaría que tuviera un comportamiento más rígido que la estudiada en este trabajo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Al analizar las variables que se debían considerar en una modelación de elementos finitos para este tipo de conexiones con elementos compuestos, tales como condiciones de borde, tipos de malla, pre-tensionamiento de pernos e interacción entre el acero y el concreto, se concluyó que se requiere de un estudio profundo y prolongado, el cual puede constituir un futuro trabajo de grado.

REFERENCIAS

- AISC. (2003). *Extended End-Plate Moment Connections*. AISC.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). *Prequalified Connections For Special and Intermediate Steel Moment Frames For Seismic Applications*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction (AISC).
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). *Seismic Provisions For Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction (AISC).
- Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *NSR-10*. Bogotá.
- Asociación Colombiana de ingeniería sísmica . (2010). *Reglamento Colombiano de construcción sísmoresistente*. Bogotá : Grama.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sísmoresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona : Reverté S.A.
- Carnicero, A. (2003). *Introducción al método de los elementos finitos*. Madrid: Universidad Pontificia de Comillas.
- Crisafulli, F. J. (s.f.). *Diseño sísmoresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
- Fajardo, J. (21 de Septiembre de 2015). *Apuntes de análisis de estructuras I*. Obtenido de Apuntes de análisis de estructuras I: <http://portales.puj.edu.co/wjfajardo/AN%C3%81LISIS%20DE%20ESTRUCTURAS%20I/NOTAS%20AN%C3%81LISIS%20ESTRUCTURAS%20I/AN%C3%81LISIS%20ESTRUCTURAL%20PARTE%20I.pdf>
- García, C. A. (2015). *Calificación de conexiones de perfiles I de acero - viga conectada al eje débil de la columna*. Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Garza Vasquéz, L. (10 de Julio de 2015). Reunión de inicio de trabajo de grado. (A. Bustamante, Entrevistador)
- Jones, R. M. (1999). *Mechanics of composite materials*. Philadelphia: Taylor & Francis.
- León , R., & Perea, T. (2012). Seminario construcción compuesta para estructuras de acero. *Estados límites y comportamiento de columnas compuestas*, (págs. 2 - 20). Cali.
- Li, X., Wu, Y., & Xiao, Y. (2009). Seismic behavior of exterior connections with steel beams bolted to CFT columns. *Elsevier*, 1438-1446.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- López, J. P. (04 de Agosto de 2015). Resumen congreso de acero. (A. Bustamante, Entrevistador)
- Metalikos. (19 de Agosto de 2015). *Uso de estructuras metálicas para la construcción*. Obtenido de Uso de estructuras metálicas para la construcción: <http://www.metalikos.com.co/Uso-de-estructuras-metalicas-para-la-construccion>
- Mitre, A. J. (2004). *Análisis y optimización con interacción de Dummy, de la carrocería del automóvil "Tubolare SAND CAR" de Tecnoidea SA de CV, en impacto frontal empleando el método de elementos finitos en ALGOR FEA, mediante la simulación de eventos mecánicos*. Santa Catarina Mártir: Universidad de las Américas Puebla.
- Pabón Gonzáles, C. F., & Posada Giraldo, J. C. (2004). *Precalificación de Conexión Tubo - Viga reforzada*. Medellín: Universidad nacional de Colombia.
- Perdomo, H. A. (2005). *Precalificación de una conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos*. Cali: Universidad de Valle.
- Posada, J. C., & Pabón González, C. F. (2004). *Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Restrepo Mejia, L. H. (16 de Marzo de 2015). Estructuras Metálicas EIA. (A. Bustamante, Entrevistador)
- Restrepo, L. H. (02 de Febrero de 2015). Clase estructuras metálicas. (A. E. Valencia, Entrevistador)
- Valencia Restrepo, D., & Puerta Ortega, C. A. (2001). *Diseño y construcción de diferentes tipos de conexiones en acero*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Vallejo, M. U. (2008). *Calificación de una conexión rígida de una viga en "I" y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.

ANEXO 1

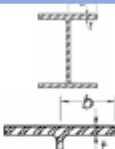
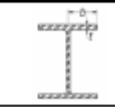

Procedimiento de diseño

■ Especificaciones de los materiales

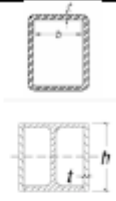

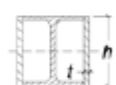
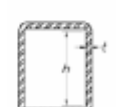
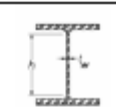

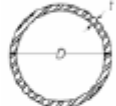


- Columna: ASTM A53 Gr B
- Viga: ASTM A572 Gr 50
- Placas de extremo: ASTM A572 Gr 50
- Platinería adicional: ASTM A572 Gr 50
- Pernos: ASTM A193 Gr B7
- Concreto de 21 MPa

Paso 1. Límites de esbeltez de la viga y la columna

Se debe evaluar que la relación de esbeltez de las aletas y el alma en el caso de la viga y del diámetro y el espesor en el caso de la columna. Se deben cumplir los requisitos estipulados en la tabla F.3.4-1 de la NSR-10.

Descripción de elemento		Relación ancho - espesor	Esbelteces límite		Ejemplo
			λ_{da} Miembros de ductilidad alta	λ_{dm} Miembros de ductilidad moderada	
Elementos no atesados	Aletas de perfiles laminados en I, canales y Secciones en T.	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Aletas de ángulos sencillos o dobles con separadores.				
	Aletas salientes de pares de ángulos en contacto continuo				
	Aletas de pilotes de acero en H (F.3.4.4)	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	NA	
	Almas de secciones en T	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{[a]}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Elementos atiesados	Paredes de PTE rectangular Aletas en secciones de perfiles I encajonados o cajones armados Placas laterales de perfiles I encajonados y paredes de cajones armados usados como diagonales	b/t b/t h/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Almas de perfiles laminados o armados en I usados como vigas y columnas [d]	h/t _w	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1 - 0.93C_a)$	Para $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1 - 2.75C_a)$	
	Placas laterales en perfiles I encajonados usados como vigas y columnas	h/t	Para $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	Para $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones en cajón armadas usadas para vigas y columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	
	Almas de perfiles en I laminados o armados usados como riostras	h/t _w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de pilotes de acero en H	h/t _w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	NA	
	Paredes de PTE circular	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y^{[d]}$	
Elementos compuestos	Paredes de miembros rectangulares rellenos	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de miembros redondos rellenos	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

Paso 2. Relación viga débil – columna fuerte

Verificar que se cumpla el criterio de columna fuerte – viga débil. Se deben cumplir los requisitos estipulados en la sección F.3.5.3.4.1 de la NSR-10.

Para verificar que se cumpla el criterio de columna fuerte – viga débil, se deben cumplir los requisitos estipulados en la sección F.3.5.3.4.1 de la NSR-10, donde:

$$\frac{\sum M_{pcc}}{\sum M_{p,esp}} \geq 1$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Donde:

$$\sum M_{pcc} = \sum Z_c * \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{p,esp} = \sum (1.1 * R_{yb} * M_{pb} + M_v)$$

Con:

Z_c = módulo plástico de la columna

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna

P_{uc} = carga ultima de la columna

R_{yb} = sobrerresistencia de la viga

M_{pb} = momento plástico de la viga

M_v

= momento adicional al proyectar el momento de la articulación plástica al eje de la columna

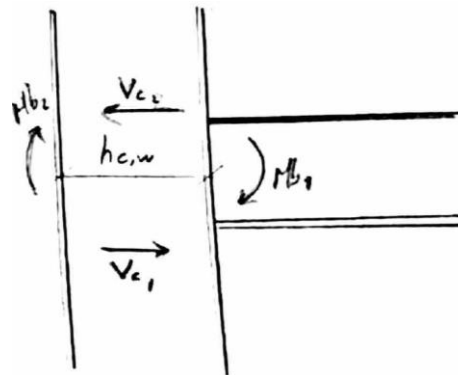
$$M_v = V_{pb} * S_h$$

$$V_{pb} = \frac{\sum (1.1 * R_{yb} * M_{pb})}{L_h} = \text{cortante plástico de la viga}$$

$$S_h = \text{distancia desde el eje de la columna a la rótula plástica} = \frac{\phi c}{2} + 10 \text{ mm} + 2 \text{ in} + L_{st}$$

$$L_h = \text{distancia libre entre rótulas plasticas} = L_b - S_h$$

Paso 3. Resistencia de la zona de panel



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Paso 4. Resistencia de la zona de panel

Para verificar la resistencia a cortante de la zona de panel ($V_{c,w}$). Se debe cumplir:

$$V_{c,w} * \geq V_{c,w}$$

Donde:

$$V_{c,w} * = Resistencia$$

$$V_{c,w} = Fuerza de diseño en la zona de panel$$

La resistencia se calcula como:

$$V_{c,w} * = A_{c,w} \sqrt{1 - n^2} * \frac{f_{c,y}}{\sqrt{3}}$$

Con:

$$A_{c,w} = 2 * (h_{c,w} - t_{c,w}) * t_{c,w}$$

$$n = \frac{P_{uc}}{P_{yc}}$$

Donde:

$$h_{c,w} = \emptyset \text{ columna}$$

$$t_{c,w} = \text{espesor de la columna}$$

$$f_{c,y} = \text{esfuerzo de fluencia de la columna}$$

$$P_{uc} = \text{carga axial actuante sobre la columna}$$

$$P_{yc} = \text{carga axial de fluencia de la columna}$$

Y la fuerza de diseño es igual a:

$$V_{c,w} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b - t_{b,f}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2}$$

Donde:

$$h_b = \text{peralte de viga}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$t_{b,f}$ = espesor de aleta de vigas

Paso 5. Momento plástico de la viga

Calcular el momento máximo probable en la rótula plástica (M_{pr}) tal como se muestra a continuación:

$$M_p = Z_b * F_{yb}$$

Donde:

Z_b = módulo plástico de la viga

F_{yb} = esfuerzo de fluencia de la viga

Paso 6. Momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_f = M_{pe} + V_u S_{hf}$$

Donde:

$$M_{pe} = C_{pr} * R_{yb} F_{yb} Z_b$$

$$V_u = \frac{2 * M_{pe}}{L_f} + V_{gravitacional}$$

Con

R_{yb} = sobrerresistencia del material de la viga

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \rightarrow C_{pr} \leq 1,2$$

F_{ub} = esfuerzo ultimo de la viga

L_f = luz libre a partir de la cara de la columna

$S_{hf} = t_p + L_{st}$, ubicación de la rotula plastica a partir de la cara de la columna (294 mm)

Paso 7. Diseño de las placas de extremo

7.1. Seleccionar dimensiones

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En la tabla 6.1 del documento de conexiones precalificadas de la AISC, se especifican las dimensiones mínimas (ancho, separación vertical y horizontal entre pernos, distancia al borde, entre otras) para la placa de extremo, en este caso aplican los criterios de la 8ES.

TABLE 6.1. Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_p	2 ¹ / ₄ (57)	1 ¹ / ₂ (13)	1 ¹ / ₂ (38)	1 ¹ / ₂ (13)	2 ¹ / ₂ (64)	3 ³ / ₄ (19)
b_p	10 ³ / ₄ (273)	7 (178)	10 ³ / ₄ (273)	10 ³ / ₄ (273)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 ¹ / ₄ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4 ¹ / ₂ (114)	1 ¹ / ₂ (38)	5 ¹ / ₂ (140)	1 ³ / ₄ (44)	2 (51)	1 ³ / ₄ (44)
p_b	—	—	—	—	3 ³ / ₄ (95)	3 ¹ / ₂ (89)
d	55 (1400)	25 (635)	24 (610)	13 ³ / ₄ (349)	36 (914)	18 ¹ / ₂ (470)
t_{bf}	3 ⁴ / ₈ (19)	3 ³ / ₈ (10)	3 ⁴ / ₈ (19)	3 ³ / ₈ (10)	1 (25)	1 ⁹ / ₃₂ (16)
b_{bf}	9 ¹ / ₄ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 ¹ / ₄ (311)	7 ³ / ₄ (197)

7.2. Calcular el diámetro mínimo requerido de los pernos

Partiendo de la cantidad de pernos (en este caso $N = 16$), se determina la resistencia nominal a tracción y a cortante de los mismos ($F_{nt} = 0,75F_u$, $F_{nv} = 0,45F_u$) y se determina el diámetro mínimo requerido de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\phi_{req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi F_{nt}(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

Donde:

$$\phi = 0,75$$

M_f = momento calculado en el borde de la columna

F_{nt} = resistencia nominal a la tracción de los pernos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

h_1, h_2, h_3, h_4

= distancia a las filas de pernos superiores, calculadas a partir de la aleta inferior de la viga

Con base en los resultados obtenidos, se debe escoger un diámetro de pernos superior y que sea de fácil consecución en el mercado.

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

7.3. Calcular espesor mínimo del endplate

Para determinar el espesor mínimo de placa requerido, debemos utilizar la siguiente ecuación:

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{1,1M_f}{\phi_d(F_{yd} * Y_p)}}$$

Donde:

$$\phi_d = 0,9$$

F_{yd} = esfuerzo de fluencia de la placa

Y_p = línea de fluencia

Para determinar la línea de fluencia, se debe determinarla siguiente propiedad (S):

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p * g}$$

Teniendo en cuenta que si $P_f > S$, entonces $P_{fi} = S$ y Y_p es igual a:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$$

Sino, sí $d_e \leq S$, Y_p es igual a:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$$

Con base en los resultados obtenidos, se debe escoger un espesor de placa superior y que sea de fácil consecución en el mercado.

7.4. Geometría del rigidizador

7.4.1. Espesor mínimo requerido

$$t_s = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

Donde:

t_{bw} = espesor del alma de la viga

F_{yb} = esfuerzo de fluencia de la viga

F_{ys} = esfuerzo de fluencia del rigidizador

7.4.2. Altura

Se debe cumplir que:

$$h_{st} \leq 0,56 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

7.4.3. Longitud

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

7.4.4. Soldadura

Para rigidizadores con espesores mayores a 3/8", la soldadura a aplicar debe ser de penetración completa.

7.5. Revisión de estados limites

7.5.1. Rotura por cortante en pernos

Se debe cumplir:

$$V_u < \phi_n R_n$$

Con:

$$R_n = N * F_{nv} * A_b$$

Donde:

$$\phi_n = 0,75$$

N = número de pernos sometidos a esfuerzos de cortante

$$A_b = \text{área de la barra} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

D = diámetro de los pernos, este fue determinado en el numeral 6.2

F_{nt} = resistencia nominal a la tracción de los pernos

7.5.2. Desgarramiento y aplastamiento

Se debe cumplir:

$$V_u < \phi_n R_n$$

Con:

$$R_n = n_i * r_{ni} + n_o * r_{no}$$

Donde:

n_i = número de pernos internos

n_o = número de pernos externos

r_i = resistencia de pernos internos

r_o = resistencia de pernos externos

Para determinar la resistencia de los pernos, se debe determinar cuál es el estado limite (desgarramiento o aplastamiento) gobierna, para esto, se deben evaluar las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{ccc} r_{ni} = 1,2 * L_{ci} * t_p * F_{upernos} < 2,4 * d_b * t_p * F_{upernos} \\ \underbrace{r_{no} = 1,2 * L_{co} * t_p * F_{upernos}}_{\text{desgarramiento}} < \underbrace{2,4 * d_b * t_p * F_{upernos}}_{\text{aplastamiento}} \end{array}$$

Donde:

$$L_{ci} = P_b - d_b$$

$$L_{co} = d_e - \frac{d_b}{2}$$

Paso 8. Soldadura

8.1. Alma de viga a placa de extremo

El cateto mínimo requerido para desarrollar el esfuerzo a flexión cerca de los pernos es:

$$D = \frac{0,6 * F_{yb} * t_{wb}}{2 * 1,392} \rightarrow \text{dieciseisavos de pulgadas} \left(\frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

El cateto mínimo requerido para resistir cortante es:

$$D = \frac{V_u}{2 * 1,392 * L_e} \rightarrow \text{dieciseisavos de pulgadas} \left(\frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

Donde:

$$L_e = \frac{d_b}{2} - t_{wb} \rightarrow \text{pulgadas (in)}$$

El cateto a utilizar debe ser el mayor de las anteriores condiciones.

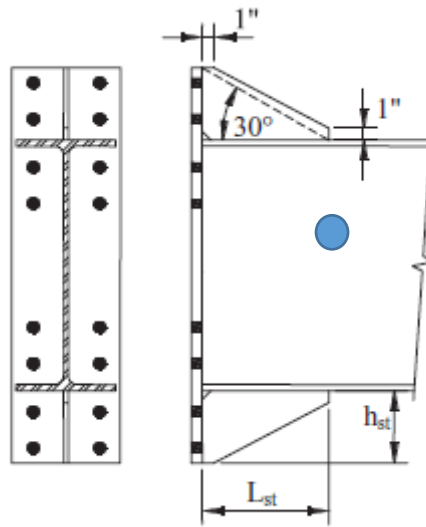
8.2. Aletas a placa de extremo

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Para $t_{fb} > \frac{3}{8} \text{ in}$, se debe utilizar soldadura de penetración completa con respaldo en filete de $\frac{5}{16} \text{ in}$.

Paso 9. Ubicación de la rótula plástica

se debe calcular el L_{st} del rigidizador., el cual fue evaluado en el numeral 5.4.3.



ANEXO 2

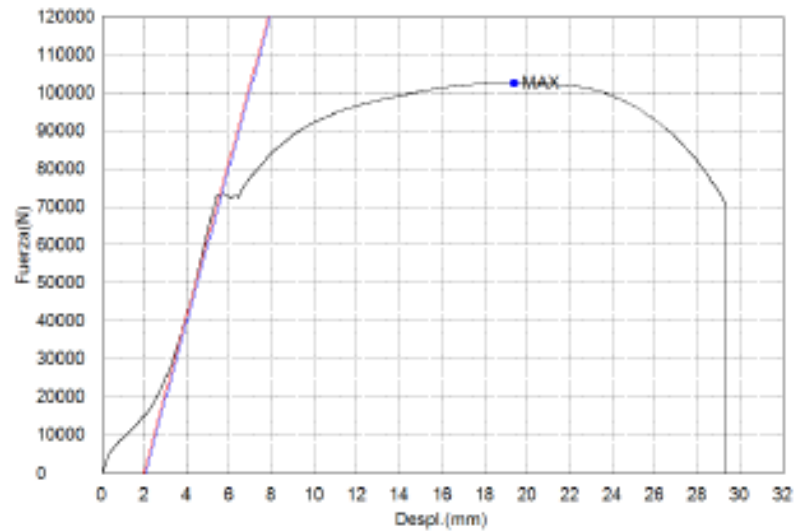
UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA

Nombre de producto	Patin Inf 1	Operador	Walter Villaneda
Cliente	In-Hierro	Fecha de informe	10/6/2017
Temperatura	24°C	Humedad:	42%
Modo de Ensayo	Sencillo	Tipo de ensayo	Traccion
Velocidad	6mm/min	Forma	Plana

Nombre Parametros	Carga Maxima Calc. at Entire Areas N	Esfuerzo Maximo Calc. at Entire Areas MPa	Carga Fluencia 0.2 % N	Esfuerzo Fluencia 0.2 % MPa
Patin Inf 1	102590	547.145	72669.0	387.568

Nombre Parametros	Deformacion	Estriccion
Unidad	%	%
Patin Inf 1	37.0000	63.7333

Nombre de muestra	Espesor	Anchura	Longitud calibrada
Unidad	mm	mm	mm
Patin Inf 1	12.5000	15.0000	50.0000



Comentarios:
Fractura Central

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Inspection Certificate 3.1



Product:	Outershield MIG710-H	Customer Ref:	8833359
Size(s) mm:	1.2	Our Reference:	0810004567 - 10.07.2017
Item No.:	900356N	Quantity:	4608.0 KG
Lot/Batch:	P1FC170408	Customer:	LINCOLN SOLDADURAS DE COLOMBIA
Product Line:	Metal Cored Wire		LTDA
Class:	AWS A5.18 (A5.18M) : E70C-EM-18 EN ISO 17833-A : 1.18.3 M M 2 H5 CBA W48-03: S4210-08-14		CALLE 5A NO 33-23 BOGOTA DC 8N BOGOTA DC 111071 Colombia

Chemical analysis (%)													According to EN10204 3.1
C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Mo	Nb	Cu	V	N		
0.022	0.02	0.50	0.015	0.022	0.02	0.03	0.02	0.01	0.02	0.01	0.008		

Mechanical tests, all weld metal										According to EN10204 2.2
Tensile testing					Impact testing					
Cond.	Temp.	Rp0.2	Rm	AS	Cond.	Temp.	KV	Temp.	KV	
	°C	MPa	MPa	%		°C	J	°C	J	
UAW	21	471	561	25	UAW	10	120	20	75	

Diffusible hydrogen		According to EN10204 3.1
HDM as Manufactured		
Time/Temp		
<div style="text-align: center;"> <p>INHIERRO</p> <p>REPARTADORA DE MATERIALES</p> <p>CUMPLE 5.18</p> <p>OBRA: UPVUS</p> <p>3.18</p> <p>CANT. VPS-EX</p> </div>		
Remarks		

The product identified above has been manufactured, tested and supplied in compliance with a certified ISO 9001 Quality Assurance Programme.

Company	Printed	Cert. No.
HARRIS CALORIFIC INTERNATIONAL	By Robert Skrzynski	00388399
Sp. z o.o.	Function Warehouse Supervisor	BU_S01001
UL. STREFOWA 8	Date 08.11.2017	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.